

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE

Faculté de génie

Département de génie civil

Développement d'une procédure non intrusive basée sur la propagation des ondes élastiques pour l'évaluation de l'état des structures en béton enfouies du réseau de distribution d'Hydro-Québec

Mémoire de maîtrise

Spécialité : génie civil

Simon-Pierre TREMBLAY

Jury : Mourad Karray (directeur)
Mohamed Chekired
Ammar Yahia



Library and Archives
Canada

Published Heritage
Branch

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque et
Archives Canada

Direction du
Patrimoine de l'édition

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

ISBN: 978-0-494-96275-6

Our file Notre référence

ISBN: 978-0-494-96275-6

NOTICE:

The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

AVIS:

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protègent cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

Canada

RÉSUMÉ

Particulièrement en milieu urbain, il est maintenant commun de retrouver de nombreuses infrastructures enfouies sous terres afin d'en minimiser l'impact social et environnemental. À titre d'exemple, en 2008, la proportion de nouveaux clients alimentés par le réseau souterrain d'Hydro-Québec a atteint **près de 30 % (Hydro-Québec, 2011)**. Bien que les **structures souterraines** soient à l'abri de certaines intempéries auxquelles celles en surface sont soumises, elles se trouvent néanmoins souvent dans un environnement favorisant leurs dégradations au fil du temps. Vu l'impact que ces structures ont sur le bon déroulement des activités quotidiennes de millions de personnes, il est primordial que ces structures soient en tout temps fonctionnelles afin d'assurer le bien-être et la sécurité du public qui est souvent dépendante de ces structures. Cependant, l'invisibilité de ces structures depuis la surface du sol peut parfois causer de nombreux problèmes lorsque vient le temps de les inspecter. En effet, les méthodes d'inspections actuellement utilisées sont souvent inadéquates et coûteuses particulièrement en **milieu urbain**. C'est pourquoi l'IREQ (Institut de Recherche d'Hydro-Québec), en partenariat avec l'Université de Sherbrooke visent à développer une nouvelle **méthode d'inspection non intrusive** et réalisable depuis la surface du sol permettant d'évaluer l'intégrité structurelle des structures souterraines. Cette nouvelle méthode d'inspection est basée sur la **propagation des ondes élastiques** dans le sol émises depuis une source d'impact mécanique. Ce mémoire de maîtrise présente donc cette nouvelle méthode d'inspection élaborée à partir des résultats obtenus à l'aide de simulations numériques puis testée et améliorée à la suite d'essais réalisés sur six différentes structures souterraines construites sur le site de l'IREQ. Dans le but vérifier la précision de la méthode proposée, l'état de dégradation exacte de ces six structures souterraines n'est connu que par Hydro-Québec. À la lumière des résultats obtenus à la suite de l'inspection de ces 6 structures souterraines, il fut possible d'établir l'état de chacune de ces structures de béton. Les conclusions établies à l'aide de la méthode proposée qu'en à l'état de ces structures furent ensuite présentées à Hydro-Québec qui en conclut que la méthode proposée a le potentiel d'identifier de façon préliminaire l'état de dégradation de ces 6 structures.

Mots-clés : Structures souterraines, Milieu urbain, Méthode d'inspection non intrusive, Propagation des ondes élastiques

À ma mère, à mon père

REMERCIEMENTS

J'aimerais remercier mon directeur de recherche Mourad Karray pour son aide tout au long de mon projet. J'aimerais aussi remercier Mohamed Chekired qui m'a proposé de participer à ce projet de recherche et qui m'a fait confiance tout au long de ces travaux. Finalement, j'aimerais aussi remercier mes parents qui m'ont appuyé à poursuivre mes études supérieures.

TABLE DES MATIÈRES

RÉSUMÉ.....	i
REMERCIEMENTS	iii
LISTE DES FIGURES	ix
LISTE DES TABLEAUX	xi
CHAPITRE 1	1
INTRODUCTION.....	1
1.1 Mise en contexte et problématique.....	1
1.2 Définition du projet de recherche.....	3
1.3 Objectifs	4
1.4 Contributions originales	5
1.5 Plan du document	5
CHAPITRE 2	7
ÉTAT DE L'ART.....	7
2.1 Dégradation chimique de l'armature des bétons armés.....	7
2.1.2 Attaque par carbonation	11
2.1.3 Effet de la corrosion de l'acier sur le béton	11
2.2 Dégradation chimique des bétons armés	14
2.2.1 Attaque des sulfates.....	14
2.2.2 Décalcification	15
2.2.3 Exemples : Tunnels de béton en contact avec l'eau souterraine	15
2.3 Méthodes d'inspection sismiques.....	16
2.3.1 Types d'ondes	16
2.3.2 Exemples de méthodes d'inspections sismiques.....	17
2.3.5 Sources d'ondes sismiques.....	18
2.3.3 Propagation des ondes de volumes (ondes P et S)	19
2.3.4 Ondes de Rayleigh	21
2.3.6 Signaux sismiques enregistrés.....	23
2.3.7 Anisotropie	25
2.3.8 Amortissement des ondes (atténuation et absorption).....	25
2.3.9 Méthodes d'inspections sismiques actives.....	26
2.3.9.1 Méthode utilisant la propagation des ondes de cisaillements	26
2.3.9.2 Méthode utilisant la diffraction des ondes sismiques.....	27
2.3.9.3 Réfraction sismique	28
2.3.9.5 Tomographie sismique	31
2.3.10 Méthodes d'inspections sismiques actives basées sur les ondes Rayleigh	32

2.3.10.1 SASW.....	33
2.3.10.2 MASW	34
2.3.10.3 MMASW.....	36
2.3.11 Méthode d'inspection sismique passive.....	37
2.4 Méthode d'inspection magnétique	39
2.5 Méthode d'inspection par thermographie à infrarouge.....	40
2.6 Méthode d'inspection par géoradar (GPR)	41
2.7 Conclusion de l'état de l'art	45
CHAPITRE 3	47
SIMULATIONS NUMÉRIQUES	47
3.1 Construction d'un modèle	47
3.2 Propagation des ondes sismiques élastiques dans le sol	51
CHAPITRE 4.....	53
PRÉSENTATION DES MODÈLES NUMÉRIQUES	53
4.1 Modèle 1	53
4.2 Modèle 2	54
4.3 Modèle représentatif des puits d'accès	55
4.3.1 Modèle 3	56
4.3.2 Modèle 4	57
CHAPITRE 5.....	59
PROCÉDURE D'ANALYSE PRÉLIMINAIRE.....	59
5.1 Méthode 1 : Analyse de l'énergie dans le domaine fréquentiel.....	60
5.2 Méthode 2 : Analyse de la vitesse de propagation de l'énergie (vitesse de groupe)	61
5.3 Méthode 3 : Analyse de la réfraction des ondes élastiques.....	62
CHAPITRE 6.....	65
RÉSULTATS DES SIMULATIONS NUMÉRIQUES	65
6.1 Modèle 1	65
6.2 Modèle 2	68
6.3 Conclusions de l'analyse des modèles 1 et 2.	69
6.4 Modèle 3	70
6.4 Modèle 4	73
6.5 Conclusions de l'analyse des modèles 3 et 4.	74
CHAPITRE 7.....	77
SITE EXPÉRIMENTAL DE L'IREQ	77
7.1 Introduction.....	77
7.2 Progression et configuration des essais sur le terrain.....	79
7.3 Positionnement des structures de béton par rapport aux lignes d'essais.....	81
CHAPITRE 8.....	83
PROCÉDURE D'ANALYSE PROPOSÉE.....	83
8.1 Filtrage des signaux, diminution du bruit	84
8.2 Méthode d'analyse des signaux enregistrés sur le site de l'IREQ	87
8.2.1 Méthode 1 : Analyse de l'énergie dans le domaine fréquentiel.....	88
8.2.2 Méthode 2 : Analyse de la vitesse de propagation de l'énergie (vitesse de groupe)	88

8.2.3 Méthode 3 : Analyse des phases	89
8.2.4 Méthode 4 : Analyse visuelle des signaux	90
CHAPITRE 9	91
PRÉSENTATION DES RÉSULTATS DU SITE EXPÉRIMENTAL	91
9.1 Dalle 1 et 3	91
9.1.1 Analyse des lignes réalisées aux dessus des dalles 1 et 3	92
9.2 Dalle 2	99
9.2.1 Analyse des lignes réalisées aux dessus de la dalle 2	99
9.3 Dalle 2 (partie 2).....	104
9.3.1 Analyse des lignes 3f et 4f réalisées au dessus de la dalle 2	104
9.4 Dalle 4-6	107
9.4.1 Analyse des lignes réalisées au dessus des dalles 4 et 6.	108
9.5 Dalle 5	114
9.5.1 Analyse des lignes réalisées au dessus de la dalle 5	114
9.6 Tests réalisés avec la source directement sur le pavage	118
9.6.1 Comparaison de contenu fréquentiel et de la vitesse de groupe	119
CHAPITRE 10.....	123
CONCLUSIONS	123
ANNEXE A.....	129
CONFIGURATION DES LIGNES AU SITE EXPÉRIMENTAL	129
ANNEXE B.....	135
RÉFÉRENCES.....	139

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1 -	EXCAVATION LE LONG DE LA RUE PARC, MONTRÉAL., SOURCE : ANDRÉ PICHETTE, LA PRESSE ...	2
FIGURE 2 -	PÉNÉTRATION DES IONS DE Cl^- CAUSANT LA CORROSION DE L'ACIER	9
FIGURE 3 -	LOCALISATION D'UNE DALLE ENDOMMAGÉE.....	10
FIGURE 4 -	PROPAGATION DU CHLORURE (ET DU CO_2) DANS UN OUVRAGE DE BÉTON	13
FIGURE 5 -	ÉCHANTILLON DE BÉTON PRÉLEVÉ PAR LVM EN 2007 SOURCE : LVM-TECHNISOL, 2007	13
FIGURE 6 -	PROPAGATION DES ONDES SISMQUES - D'APRÈS : [HACK, 2000].....	20
FIGURE 7 -	MODES DE PROPAGATION DES ONDES DE RAYLEIGH, SOURCE : [KARRAY ET AL., 2010].....	22
FIGURE 8 -	ÉTALEMENT DES SIGNAUX ENREGISTRÉS PAR DES ACCÉLÉROMÈTRES.....	24
FIGURE 9 -	REPRÉSENTATION D'UN TEST DE RÉFRACTION SISMQUE. D'APRÈS : ROBERT HACK [2000].....	29
FIGURE 10 -	RÉFLEXION DES ONDES SISMQUES	31
FIGURE 11 -	TOMOGRAPHIE SISMQUE ENTRE DEUX TROUS DE FORAGES.....	32
FIGURE 12 -	SASW	33
FIGURE 13 -	CONFIGURATION DE LA SOURCE ET DES RECEVEURS, MÉTHODE MASW.....	35
FIGURE 14 -	SPECTRE H/V	38
FIGURE 15 -	IMAGE OBTENU E À L'AIDE DU GPR	42
FIGURE 16 -	IMAGE EN 3D MONTRANT DES CONDUITES ENFOUIES DANS LE SOL OBTENU À L'AIDE DU GPR. ...	43
FIGURE 17 -	EXEMPLE DES CONDITIONS D'UN MODÈLE CRÉÉ PAR FLAC6	49
FIGURE 18 -	CHAMPS VECTORIELS DE LA VÉLOCITÉ DES ONDES SISMQUES ÉLASTIQUES	52
FIGURE 19 -	CONFIGURATION GÉOMÉTRIQUE DU MODÈLE 1.....	54
FIGURE 20 -	CONFIGURATION GÉOMÉTRIQUE DU MODÈLE 2.....	55
FIGURE 21 -	CONFIGURATION GÉOMÉTRIQUE DU MODÈLE 3.....	56
FIGURE 22 -	CONFIGURATION GÉOMÉTRIQUE DU MODÈLE 4.....	57
FIGURE 23 -	ANALYSE DE RÉFRACTION SISMQUES	64
FIGURE 24 -	CONTENU FRÉQUENTIEL DU MODÈLE 1. CONTENU FRÉQUENTIEL DU MODÈLE 2.	66
FIGURE 25 -	PROFIL DE LA VITESSE DE GROUPE DES MODÈLES 1 ET 2.....	67
FIGURE 26 -	RÉSULTAT DU TEST DE RÉFRACTION SISMQUE SUR LES MODÈLES 1 ET 2.....	68
FIGURE 27 -	CONTENU FRÉQUENTIEL DU MODÈLE 3. CONTENU FRÉQUENTIEL DU MODÈLE 4.	70
FIGURE 28 -	PROFILS DE LA VITESSE DE GROUPE DES MODÈLES 3 ET 4.	72
FIGURE 29 -	RÉSULTAT DU TEST DE RÉFRACTION SISMQUE SUR LES MODÈLES 3 ET 4.....	73
FIGURE 30 -	EMPLACEMENT (VUE DES AIRS) DES STRUCTURES DE BÉTON DE L'IREQ.	78
FIGURE 31 -	CONFIGURATION DES ESSAIS SUR LE TERRAIN.	80
FIGURE 32 -	ÉQUIPEMENT UTILISÉ LORS DES ESSAIS SUR LE TERRAIN.	
FIGURE 33 -	CONTENU FRÉQUENTIEL DES SIGNAUX NORMALISÉS DE LA LIGNE 2.	85
FIGURE 34 -	CONTENU FRÉQUENTIEL, APRÈS L'APPLICATION D'UN FILTRE, DES SIGNAUX NORMALISÉS	86
FIGURE 35 -	CONTENU FRÉQUENTIEL DE LA LIGNE 1. CONTENU FRÉQUENTIEL DE LA LIGNE 2.	92
FIGURE 36 -	CONTENU FRÉQUENTIEL DE LA LIGNE 19. CONTENU FRÉQUENTIEL DE LA LIGNE 20.	93
FIGURE 37 -	PROFIL DE LA VITESSE DE GROUPE MESURÉE AU DESSUS DES STRUCTURES 1 ET 3.....	94
FIGURE 38 -	A : ÉVOLUTION DANS LE TEMPS DES SIGNAUX ENREGISTRÉS PAR LES ACCÉLÉROMÈTRES DE LA LIGNE 1 ET 2. B : ÉVOLUTION DE L'ÉNERGIE DES SIGNAUX ENREGISTRÉS AUX DIFFÉRENTS ACCÉLÉROMÈTRES DE LA LIGNE 1 ET 2. C : ÉVOLUTION DANS LE TEMPS DES SIGNAUX ENREGISTRÉS PAR LES ACCÉLÉROMÈTRES DE LA LIGNE 19 ET 20. D : ÉVOLUTION DE L'ÉNERGIE DES SIGNAUX ENREGISTRÉS AUX DIFFÉRENTS ACCÉLÉROMÈTRES DE LA LIGNE 19 ET 20.	96
FIGURE 39 -	SIGNAUX ENREGISTRÉS PAR DES ACCÉLÉROMÈTRES PLACÉS AU-DESSUS DE LA DALLE 1.....	97
FIGURE 40 -	SIGNAUX ENREGISTRÉS PAR DES ACCÉLÉROMÈTRES PLACÉS AU-DESSUS DE LA DALLE 3.	98
FIGURE 41 -	CONTENU FRÉQUENTIEL DE LA LIGNE 1. CONTENU FRÉQUENTIEL DE LA LIGNE 2.	100
FIGURE 42 -	PROFIL DE LA VITESSE DE GROUPE MESURÉE AU DESSUS DE LA STRUCTURE 2.....	101
FIGURE 43 -	À GAUCHE : ÉVOLUTION DANS LE TEMPS DES SIGNAUX ENREGISTRÉS PAR LES ACCÉLÉROMÈTRES DE LA LIGNE 1 ET 2. À DROITE : ÉVOLUTION DE L'ÉNERGIE DES SIGNAUX ENREGISTRÉS AUX DIFFÉRENTS ACCÉLÉROMÈTRES DE LA LIGNE 1 ET 2.	102

FIGURE 44 -	SIGNAUX ENREGISTRÉS PAR DES ACCÉLÉROMÈTRES PLACÉS AU-DESSUS DE LA DALLE 2.	103
FIGURE 45 -	CARTES DE CONTOURS DE LA LIGNE 3F (À GAUCHE) ET DE LA LIGNE 4F.....	105
FIGURE 46 -	ANALYSE DE LA VITESSE DE GROUPE DE LA STRUCTURE 2.	106
FIGURE 47 -	ÉVOLUTION DANS LE TEMPS DES SIGNAUX ENREGISTRÉS PAR LES ACCÉLÉROMÈTRES DE LA LIGNE 3F ET 4F. À DROITE : ÉVOLUTION DE L'ÉNERGIE DES SIGNAUX ENREGISTRÉS AUX DIFFÉRENTS ACCÉLÉROMÈTRES DE LA LIGNE 3F ET 4F.	107
FIGURE 48 -	CONTENU FRÉQUENTIEL DE LA LIGNE 9. CONTENU FRÉQUENTIEL DE LA LIGNE 10.....	108
FIGURE 49 -	CONTENU FRÉQUENTIEL DE LA LIGNE 17. CONTENU FRÉQUENTIEL DE LA LIGNE 18.....	109
FIGURE 50 -	ANALYSE DE LA VITESSE DE GROUPE DES STRUCTURES 4 ET 6.	110
FIGURE 51 -	A : ÉVOLUTION DANS LE TEMPS DES SIGNAUX ENREGISTRÉS PAR LES ACCÉLÉROMÈTRES DE LA LIGNE 9 ET 10. B : ÉVOLUTION DE L'ÉNERGIE DES SIGNAUX ENREGISTRÉS AUX DIFFÉRENTS ACCÉLÉROMÈTRES DE LA LIGNE 9 ET 10. C : ÉVOLUTION DANS LE TEMPS DES SIGNAUX ENREGISTRÉS PAR LES ACCÉLÉROMÈTRES DE LA LIGNE 17 ET 18. D : ÉVOLUTION DE L'ÉNERGIE DES SIGNAUX ENREGISTRÉS AUX DIFFÉRENTS ACCÉLÉROMÈTRES DE LA LIGNE 17 ET 18.	111
FIGURE 52 -	SIGNAUX ENREGISTRÉS PAR DES ACCÉLÉROMÈTRES PLACÉS AU DESSUS DE LA DALLE 4.....	112
FIGURE 53 -	SIGNAUX ENREGISTRÉS PAR DES ACCÉLÉROMÈTRES PLACÉS AU DESSUS DE LA DALLE 6.....	113
FIGURE 54 -	CARTES DE CONTOURS DES LIGNES 7F (À GAUCHE) ET 9F (À DROITE).....	115
FIGURE 55 -	ANALYSE DE LA VITESSE DE GROUPE DE LA STRUCTURE 5.	116
FIGURE 56 -	À GAUCHE: ÉVOLUTION DANS LE TEMPS DES SIGNAUX ENREGISTRÉS PAR LES ACCÉLÉROMÈTRES DE LA LIGNE 7F ET 9F. À DROITE: ÉVOLUTION DE L'ÉNERGIE DES SIGNAUX ENREGISTRÉS AUX DIFFÉRENTS ACCÉLÉROMÈTRES DE LA LIGNE 7F ET 9F.	117
FIGURE 57 -	ANALYSE VISUELLE DES SIGNAUX DE LA DALLE 5 (LIGNE 7F).	118
FIGURE 58 -	COMPARAISON DES SPECTRES ENREGISTRÉS PAR LES ACCÉLÉROMÈTRES DES LIGNES 5F ET 6P.	120
FIGURE 59 -	COMPARAISON DE LA VITESSE DE GROUPE POUR LA DALLE 1.	121
FIGURE 60 -	POSITIONNEMENT DES LIGNES 1(B), 2(A), 19(C) ET 20(D)	131
FIGURE 61 -	POSITIONNEMENT DES LIGNES 9(A), 10(B), 17(C) ET 18(D)..	132
FIGURE 62 -	POSITION DES LIGNES 3F (A), 4F (B), 7F (C), 9F (D)	133
FIGURE 63 -	POSITION DES LIGNES 5F (A) ET 6P (B).....	134
FIGURE 64 -	THÉORÈME DE L'ÉCHANTILLONNAGE.....	137

LISTE DES TABLEAUX

TABLE 1 -	PROPRIÉTÉS DES DIFFÉRENTS MATÉRIAUX DU MODÈLE 1	54
TABLE 2 -	PROPRIÉTÉS DES DIFFÉRENTS MATÉRIAUX DU MODÈLE 2	55
TABLE 3 -	PROPRIÉTÉS DES DIFFÉRENTS MATÉRIAUX DU MODÈLE 3	56
TABLE 4 -	PROPRIÉTÉS DES DIFFÉRENTS MATÉRIAUX DU MODÈLE 4	57
TABLE 5 -	CONFIGURATION DES LIGNES DE TESTS RÉALISÉES À L'IREQ	130

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 Mise en contexte et problématique

Une partie du réseau de distribution d'Hydro-Québec se trouve maintenant enfouie dans le sol afin d'en minimiser l'impact social et environnemental. L'accès à ce réseau se fait donc à l'aide de structures souterraines en béton armé appelées puits d'accès. L'emplacement de ces structures fait en sorte qu'elles se trouvent souvent dans un environnement favorisant leurs dégradations au fil du temps. En effet, il est valable de penser que la teneur élevée en ions de Cl^- dans le sol entourant les puits d'accès peut être à l'origine de la dégradation prématurée du béton dû à l'expansion de l'armature d'acier se trouvant à l'intérieur de celui-ci. Cependant, il est probable qu'une conjonction de phénomènes autres que la corrosion de l'acier dû à la présence de Cl^- puisse mener à la dégradation des puits d'accès d'Hydro-Québec (chapitre 2). Vu l'importance de ce réseau de distribution ainsi que la sévérité des dommages pouvant l'affecter, il est primordial d'être en mesure d'en assurer le maintien à l'aide notamment d'inspections cycliques. Cependant, lorsqu'il s'agit de déterminer l'emplacement et l'intégrité d'une structure souterraine située dans un environnement urbain et ayant un accès restreint, les

méthodes d'inspections traditionnelles telles que l'excavation, le forage et les inspections visuelles peuvent s'avérer coûteuses, inefficaces ou simplement impraticables. Dans certains cas, cela peut avoir pour effet de diminuer la fréquence des inspections rendant ainsi les structures plus vulnérables à une dégradation prématurée. Cependant, cette dégradation peut avoir comme effet de compromettre l'intégrité structurelle de certains puits d'accès d'Hydro-Québec les rendant ainsi instables et potentiellement inutilisables. Afin de prévenir ces problèmes, il serait bénéfique de développer un protocole d'inspection rigoureux permettant d'évaluer l'intégrité de ces structures souterraines. Une méthode qui, depuis la surface du sol, permettrait l'évaluation précise, rapide et efficace de l'intégrité des structures souterraines en milieu urbain permettrait donc de réduire considérablement les coûts des inspections ainsi que de minimiser les impacts que peuvent avoir les méthodes d'inspections traditionnelles sur le trafic et la population en général (Figure 1).



Figure 1 - Excavation le long de la rue Parc, Montréal., Source : André Pichette, La Presse

En se basant sur les divers travaux de recherches qui ont été effectués dans le passé, il est possible de constater qu'il existe de nombreuses méthodes d'inspections non intrusives permettant d'évaluer ou de caractériser un milieu donné (sol, béton, etc.). Ces méthodes permettent notamment de définir l'emplacement de discontinuités, le degré de fracturation des

roches ainsi que les frontières et les propriétés des différentes couches de sols/roches dans le sol [Griffiths et King, 1988 ; Hack, 2000]. Ces méthodes ont gagné en popularité lors des dernières décennies grâce à la disponibilité à prix abordable de systèmes informatiques plus puissants. Il est devenu possible pour des non-spécialistes d'utiliser ces méthodes sur le terrain et l'interprétation des données recueillies lors de ces relevés est plus fiable et précise que dans le passé [Hack, 2000]. Un autre important avantage que peu offrent certaines de ces méthodes est de permettre l'obtention d'un profil continu des conditions souterraines ce qui n'est pas le cas avec les techniques de forage. Bien que plusieurs de ces méthodes ont été développées spécifiquement pour les domaines de la géotechnique et de la géologie, la possibilité d'utiliser certaines de ces techniques dans d'autres domaines comme le génie civil est maintenant investiguée par plusieurs auteurs [Grandjean et coll., 2000].

1.2 Définition du projet de recherche

En réaction à une sollicitation mécanique, le sol se met à vibrer et l'énergie ainsi transmise au sol commence à voyager à travers ce milieu complexe. L'interaction entre les particules de sols et celles d'une matrice plus rigide qui se produit à l'interface entre une couche de sol et couche plus rigide (comme le roc) donne lieu à de nombreux phénomènes (section 2.3). Ces phénomènes peuvent être mesurés et analysés afin de caractériser différents milieux souterrains [Hack, 2000]. En effet, ce genre de technique, appelée méthode sismique, permet déjà d'obtenir de nombreuses informations à propos de ce qui se trouve sous la surface du sol comme :

- 1) La profondeur au roc
- 2) L'épaisseur des différentes couches de sols
- 3) La détection d'objets souterrains
- 4) La présence de KARST
- 5) L'évaluation du potentiel de liquéfaction du sol
- 6) Etc.

Bien que les méthodes sismiques soient souvent utilisées afin de détecter la profondeur du roc, relativement peu d'attention a été donnée à la possibilité que pourraient avoir les ondes sismiques de détecter et caractériser les structures souterraines. Cependant, il serait intéressant d'examiner la possibilité d'utiliser ces méthodes afin de caractériser les structures souterraines. Même s'il ne fait aucun doute que les méthodes sismiques peuvent être utilisées afin de détecter des structures souterraines, le principal défi est de vérifier avec quelle précision il est possible de caractériser la surface de ces structures. En effet, bien que les essais sur le terrain soient relativement rapides et puissent être effectués par des non-spécialistes, l'analyse des résultats obtenus est elle beaucoup plus complexe. L'efficacité d'une méthode de traitement de signaux développée à l'Université de Sherbrooke dans le but de comprendre et d'utiliser l'information contenue dans les accélérogrammes recueillis lors des essais sur le terrain sera donc testée. S'il est montré lors avec ces travaux de recherches qu'il est possible de caractériser à l'aide de la propagation des ondes sismiques les conditions des structures de béton enfouies (dans le cas présent les puits d'accès d'Hydro-Québec) il deviendra ensuite possible d'utiliser cette relation pour plusieurs applications dont:

- ❖ De travailler à l'établissement d'un protocole d'inspection rapide et efficace des puits d'accès d'Hydro-Québec venant compléter/remplacer le protocole actuel qui consiste d'inspections visuelles et de forages.
- ❖ Possibilité d'utiliser cette technique afin de rapidement détecter des irrégularités dans la topographie de la surface des dalles de béton. En combinaison avec la méthode MMASW (*Modal Multichannel Analysis of Surface Waves*), il serait ensuite possible de préciser et de caractériser la taille, la profondeur et les caractéristiques de ces irrégularités.
- ❖ Possibilité d'utiliser cette technique pour l'inspection de plusieurs autres structures souterraines.

1.3 Objectifs

Les objectifs principaux de ce travail de maîtrise sont les suivants:

- Élaborer, à l'aide de simulations numériques, une procédure d'essais permettant de connaître l'emplacement ainsi que l'état de dégradation d'une structure de béton enfouie dans le sol.
- Tester l'efficacité de cette nouvelle procédure sur de vraies structures construites sur un site expérimental.
- À la suite de ces essais, raffiner la méthode proposée afin d'en améliorer les performances et établir des conclusions réalistes qu'en au potentiel de cette dernière de répondre aux exigences d'Hydro-Québec.

Ces trois étapes devront permettre de mieux comprendre comment la propagation des ondes sismiques dans le sol est affectée par la présence d'une structure de béton souterraine. Cela permettra d'établir un protocole d'inspection préliminaire permettant de caractériser ce type de structures tout en montrant qu'elles sont les limites de la méthode proposée.

1.4 Contributions originales

Ce projet de recherche permettra de mieux comprendre comment la propagation des ondes sismiques élastiques à travers le sol peut être influencée par la présence d'un matériau plus rigide comme une structure de béton souterraine.

Ce projet devra donc permettre d'établir, de façon préliminaire, les possibilités qu'offrent les méthodes sismiques d'évaluer l'emplacement ainsi que l'état de dégradation de certains types de structures de béton souterraines, particulièrement en milieu urbain. Ce projet est donc innovateur puisque très peu de recherche (ou pas) fut effectuée jusqu'à maintenant par rapport à la possibilité d'utiliser les ondes sismiques élastiques afin de caractériser l'état des structures de béton souterraines.

1.5 Plan du document

Ce mémoire est composé de 10 chapitres (incluant l'introduction et la conclusion) suivis de 2 annexes. La distribution des chapitres permet au lecteur de suivre l'évolution de ce projet de recherche depuis la revue de la littérature jusqu'à l'élaboration d'un protocole d'inspection

basé sur la propagation des ondes sismiques élastiques dans le sol et permettant d'évaluer l'intégrité d'une structure souterraine.

Le chapitre 2 est donc une introduction permettant au lecteur de se familiariser avec les différents mécanismes pouvant causer la dégradation d'un béton enfoui dans le sol. Le chapitre 2 introduit aussi le lecteur à la façon dont les ondes sismiques se propagent dans le sol. Finalement, ce chapitre présente aussi différentes méthodes d'inspections non destructrices pouvant être utilisées pour la caractérisation des structures de béton.

Les chapitres 3 à 9 résument quant à eux les travaux de recherches ayant été effectués dans le cadre de ce projet. Les chapitres 3 à 6 présentent donc comment ont été réalisés les simulations numériques tandis que les chapitres 7 à 10 présentent le site expérimental de l'IREQ ainsi que les résultats des essais qui y ont été réalisés.

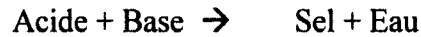
Finalement le chapitre 10 résume l'ensemble des travaux de recherches qui ont été réalisés ainsi que les conclusions qui peuvent en être tirées.

CHAPITRE 2

ÉTAT DE L'ART

2.1 Dégradation chimique de l'armature des bétons armés

Le béton de ciment est un milieu basique et poreux. Son pH élevé est principalement dû à la présence des ions OH^- dans la solution interstitielle. Ce caractère basique ainsi que la haute résistivité électrique que possède naturellement le béton font en sorte qu'il constitue un milieu propice pour y placer une armature d'acier. En effet, une fine couche protectrice composée d'une solution solide de $\text{Fe}_3\text{O}_4 - \text{Fe}_2\text{O}_3$ se forme autour de l'armature d'acier lorsqu'elle se trouve dans un béton de pH élevé [Baron et Ollivier, 1992]. La haute résistivité électrique du béton restreint la vitesse de corrosion en réduisant le mouvement des électrons du la l'anode vers la cathode [Ahmad, 2003]. Cependant, les structures en béton sont soumises à un environnement extérieur normalement beaucoup plus acide ce qui entraine un déséquilibre entre le béton et son environnement. De façon générale, la réaction suivante peut se produire [Baron et Ollivier, 1992] :



Dans le cas du béton :



Cette réaction peut causer d'importants dommages non seulement au béton, mais aussi à l'armature d'acier. En effet, une des causes importantes de dommages des bétons armés est due à l'expansion des barres d'armatures qu'ils renferment. La corrosion de l'acier est la cause de cette expansion.

Le 16 mai 2007, la firme LVM-Technisol fut mandatée par Hydro-Québec pour inspecter l'un de ses puits d'accès avec les objectifs suivants:

- Prélever jusqu'à 5 échantillons de béton à partir du dessous de la dalle.
- Inspecter visuellement les échantillons.
- Déterminer la teneur en ions de chlorures sur chacun des échantillons.
- Récupérer les débris de béton provenant du toit de la chambre et déterminer la teneur en ions de chlorures du béton.

Ce rapport ne se penche que sur l'une des causes possibles de dégradation du béton armé, les attaques de chlorures. Cependant, plusieurs autres mécanismes peuvent également contribuer à cette dégradation. Ce rapport permet toutefois de constater l'état de dégradation avancé de certaines parties du puits d'accès ainsi que de confirmer une concentration suffisante en ions de chlorures pour initier la corrosion de l'armature d'acier.

2.1.1 Attaque des ions de Chlorures

La pénétration des ions de chlorures dans le béton en concentration suffisante peut entraîner la dégradation prématurée des bétons armés. Ce phénomène se déroule en plusieurs étapes. En pénétrant dans le béton, les ions de chlorures réduisent le pH de la solution interstitielle du

béton. Cela a pour effet d'entraîner la destruction de la couche protectrice entourant l'armature d'acier du béton.

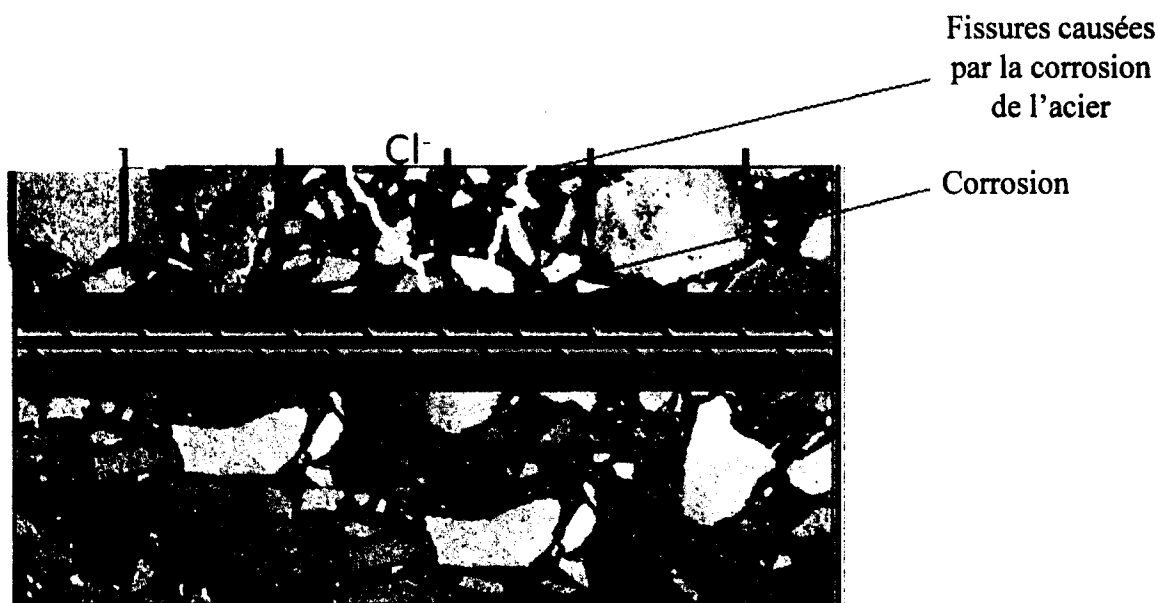
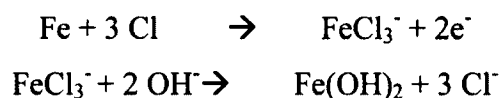


Figure 2 -. Pénétration des Ions de Cl^- causant la corrosion de l'acier

La destruction de cette couche peut à son tour causer la corrosion de l'armature endommageant du même coup le béton l'entourant (Figure 2).

Une fois le film de passivation détruit, les ions de chlorures réagissent avec le Fe pour former des ions complexes instables FeCl_3^- qui consomment les OH^- selon les équations suivantes [Baron et Ollivier, 1992] :



Les électrons libérés lors de cette réaction se déplacent ensuite vers la cathode qui n'est pas endommagée lors de cette réaction. Comme le montrent ces équations, les ions de chlorures ne sont pas utilisés lors de cette réaction et peuvent donc continuellement contribuer à la corrosion de l'acier. Toutefois, les zones de l'armature d'acier qui reçoivent les électrons — les cathodes — les utilisent pour réduire l'oxygène et ainsi produire du OH^- :



Figure 3 - Localisation d'une dalle endommagée.



Puisque cette réaction augmente le pH des zones cathodiques les rendant du même coup moins vulnérables à la corrosion, un apport continu en ions de Cl^- est nécessaire afin de contrebalancer cette hausse de pH [Baron et Ollivier, 1992]. L'emplacement de ces puits d'accès explique la teneur élevée en ions de Cl^- . En effet, ces puits se trouvent souvent enfilés le long des routes et sont donc indirectement exposés aux sels déglacant répandus sur la chaussée en hiver (Figure 3).

Il est donc probable qu'au printemps, lors de la fonte des neiges, ce sel pénètre dans le sol et finit par atteindre le béton en concentration suffisante pour initier la corrosion de l'acier. La corrosion de l'armature d'acier ne commence cependant que lorsque la concentration de chlorure atteint un niveau suffisamment élevé, soit environ 300 p.p.m ou 0.5g de chlorure par kg de béton. Cette valeur de 300 p.p.m n'est qu'une estimation puisqu'elle dépend aussi de

nombreux autres facteurs comme : le type de ciment, la quantité de C_3A contenu dans le ciment, les composantes du béton, le ratio eau/ciment, la température, l'humidité ainsi que de la présence d'oxygène dans le béton [Alonso et coll., 2000]. Cependant, les échantillons de béton endommagés prélevés par LVM Technisol en 2007 avaient tous des concentrations de Cl^- supérieures à 300 p.p.m suggérant donc que ces échantillons étaient susceptibles d'être atteint par ce type de dégradations.

2.1.2 Attaque par carbonation

La pénétration de CO_2 sous forme gazeuse dans le béton peut souvent entraîner une série de réactions causant la diminution du pH de la solution interstitielle permettant ainsi l'initiation de la corrosion de l'armature d'acier. Ces réactions font en sorte que les ions de calciums présents dans le béton réagissent avec le CO_3^{2-} (provenant du CO_2) pour former un nouveau composé, du $CaCO_3$ [Glasser et coll., 2008].

Cette réaction peut avoir des effets positifs sur le béton à court terme, puisqu'elle peut parfois réduire sa porosité. Toutefois, la baisse de pH du béton associée à cette réaction peut initier la corrosion de l'armature d'acier [Glasser et coll., 2008]. Le phénomène de carbonations est pratiquement inexistant pour les bétons submergés ainsi que pour ceux qui se trouvent dans un milieu très sec [Baron et Ollivier, 1992]. La carbonation produit donc sensiblement le même effet sur le béton armé que les ions de chlorures, c'est-à-dire, la corrosion de l'acier. La présence d'oxygène, la température ainsi que l'humidité sont des facteurs externes affectant la vitesse de carbonations. Les composantes du béton ont aussi un effet sur la vitesse de carbonations. Les phénomènes d'attaque du béton par le CO_2 et le Cl^- sont donc indirectement nuisibles à la qualité du béton puisqu'ils ne deviennent nuisibles que lorsqu'ils sont présents en assez grande quantité pour contribuer à la corrosion de l'armature d'acier présent dans le béton.

2.1.3 Effet de la corrosion de l'acier sur le béton

La corrosion de l'acier entraîne son expansion ce qui du même coup entraîne la fissuration du béton (Figure 2). Une fois fissuré, le béton devient plus perméable et donc plus vulnérable à

d'autres types d'attaques (chimique ou physique). Puisque les ions de chlorures n'affectent pas significativement la performance du béton, d'autres mécanismes sont donc probablement à l'origine de la dégradation avancée du béton (Figure 5).

Le phénomène de corrosion de l'acier se déroule en 2 étapes comme le montre la Figure 4 [Tuutti, 1982]. Initialement, à l'extrême gauche de la Figure 4, l'acier est stable puisqu'il est protégé par le milieu environnant du béton frais qui possède alors un pH élevé [Baron et Ollivier, 1992]. La première étape, l'initiation, est celle où la concentration des ions de chlorures (et /ou CO_2) pénétrant le béton augmente jusqu'à ce qu'elle entraîne la corrosion de l'acier. La première étape se termine lorsque le milieu environnant l'acier ne le protège plus efficacement contre la corrosion. La deuxième étape, la propagation, se définit comme le temps requis entre le début de la corrosion et le temps où la réparation du béton devient nécessaire [Liu et Weyer, 1998]. Il existe plusieurs modèles qui tentent d'estimer la durée de vie des ouvrages de béton soumis aux attaques de chlorures/ CO_2 . Ces modèles complexes dépendent de multiples facteurs et ne sont pas toujours en mesure de prévoir correctement la durée de vie des ouvrages en béton. Bien qu'il est parfois assumé que la période de propagation dans le cas du chlorure soit d'environ 6 ans et de 15 ans dans le cas du CO_2 [Baron et Ollivier, 1992], ces chiffres ne sont que de vagues estimations pouvant grandement varier.

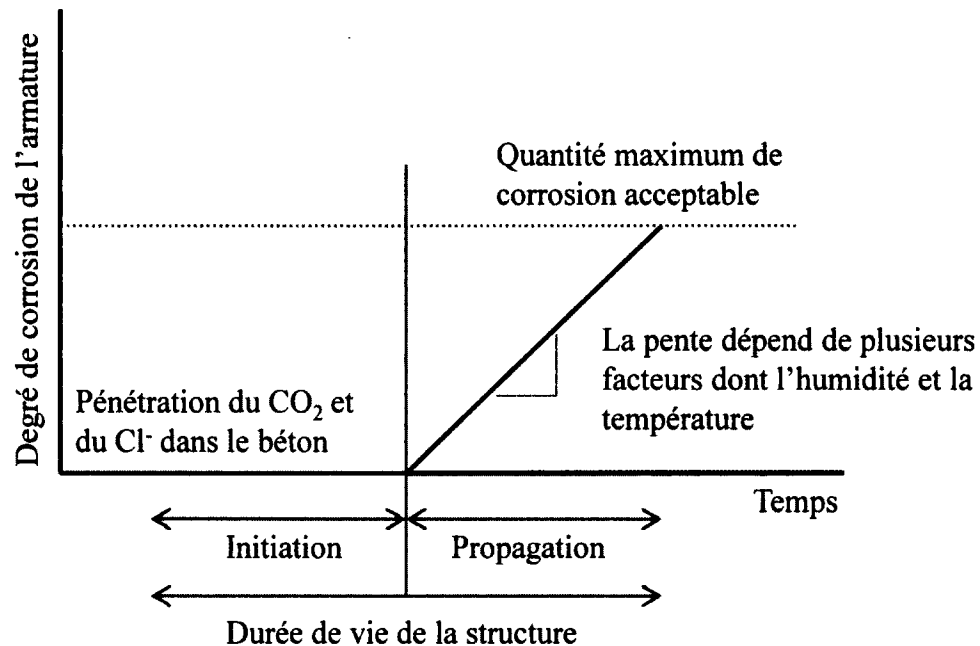


Figure 4 - Propagation du chlorure (et du CO₂) dans un ouvrage de béton



Figure 5 - Échantillon de béton prélevé par LVM en 2007 Source : LVM-Technisol, 2007

2.2 Dégradation chimique des bétons armés

2.2.1 Attaque des sulfates

La présence de sulfates dans le sol en concentration suffisante peut avoir des effets néfastes sur la qualité des structures de béton souterraines. La gravité et la vitesse de propagation de ce type d'attaque dépendent de la quantité de sulfate disponible (concentration), de la présence d'eau, de la composition du ciment et de la perméabilité du béton. Ce phénomène est souvent accompagné par le lessivage des ions de calcium décrit dans la section décalcification.

Les attaques de sulfates se manifestent lorsque les ions de sulfates réagissent avec la pâte de ciment durcie et forment ainsi de nouveaux produits comme le gypse, l'ettringite et le thaumatise, pouvant causer la dégradation du béton [Glasser, 2008]. Il est à noter que la formation de thaumatise peut se produire à une concentration de sulfates peu élevée et pourrait donc contribuer à la détérioration de plusieurs ouvrages souterrains [Romer et coll., 2003]. Selon Shi et coll. (2012), les trois principaux facteurs influençant la formation de thaumatise sont la température ambiante faible (moins de 15°C), la présence de sulfates, de carbonates ainsi que le taux d'humidité. Les attaques les plus sérieuses se produisent sur les éléments dont une face est en contact avec les solutions de sulfates, tandis que l'autre face permet l'évaporation. Les sources de sulfates peuvent être externes ou interne. C'est-à-dire que des sulfates peuvent se trouver dans le sol (les sols argileux peuvent contenir des pyrites qui s'oxydent en sulfates) ou provenir des eaux souterraines entourant le béton. Les sources de sulfates peuvent aussi se trouver à l'intérieur du béton puisque les granulats utilisés dans la pâte de béton peuvent contenir des sulfures ou être contaminés par du plâtre. Ces attaques endommagent le béton de 2 manières:

- 1) En causant l'expansion du béton,
- 2) En causant la perte des propriétés liantes des C-S-H.

Encore une fois, il existe plusieurs modèles pouvant servir d'outil afin de prédire la détérioration du béton, mais ces modèles dépendent du type de béton, du sol ainsi que de l'eau souterraine. Il est toutefois possible d'assumer que l'attaque par les sulfates peut détériorer très

significativement le béton dans un laps de temps d'environ 10 à 15 ans. En générale, un béton de faible perméabilité contenant des ajouts minéraux comme les laitiers ainsi qu'une faible teneur en C_3A sera plus résistant aux sulfates.

2.2.2 Décalcification

Les problèmes de décalcification affectent principalement les structures de béton en contact avec de l'eau pure ou acide comme les barrages et les conduites d'eau. Ce phénomène se décrit principalement par la dissolution de la portlandite et des C-S-H. Il est causé principalement par le lessivage des ions de calciums et d'hydroxydes — présents dans la phase interstitielle de la pâte de ciment — lorsque le béton est en contact avec de l'eau pure ou de l'acide. Un gradient de concentration d'ions de calcium se forme alors entre la solution interstitielle du béton et l'eau souterraine. Ce gradient entraîne la diffusion du calcium et de l'hydroxyde de la solution interstitielle du béton vers la solution « agressive » causant ainsi une diminution de la concentration du calcium dans le béton [Glasser et coll., 2008]. La perte de ce calcium entraîne la dissolution de la portlandite et des C-S-H ainsi que la précipitation de AF_m , d'ettringite et de calcite. Ce phénomène peut causer une augmentation de la porosité et de la perméabilité du béton en plus de réduire sa résistance. [Glasser et coll., 2008].

La vitesse de propagation de ce genre de dommage dépend fortement du ratio eau/ciment, du type de ciment ainsi que du type d'eau souterraine. Après avoir analysé plusieurs structures souterraines en béton [Yokozeki et coll., 2002] ont conclu que la profondeur de lessivage des ions de C-S-H dans les structures de 34 à 104 ans était de moins de 5 mm, mais était de 10-100 mm pour le $Ca(OH)_2$. Une autre étude réalisée par [Maltais et coll., 2004] suggère toutefois qu'un béton exposé à de l'eau dé ionisé peut se dégrader beaucoup plus rapidement que le suggère [Yokozeki et coll., 2002].

2.2.3 Exemples : Tunnels de béton en contact avec l'eau souterraine

En 2003, le *Swiss Federal Laboratory for Materials Testing and Research* (EMPA) a réalisé une étude qui tente d'expliquer les causes ainsi que les types de dommages auxquels les tunnels Suisse sont susceptibles d'être soumis [Romer et coll., 2003]. Selon cette étude,

l'interaction entre l'eau souterraine et les structures de béton est une cause majeure de dommages du béton. En effet, tous les tunnels en béton investigués lors de cette étude présentaient des signes de lessivages ainsi que la formation de composés de sulfates, principalement du thaumasite.

Toujours selon cette étude, la dégradation du béton par l'eau souterraine est principalement due à deux phénomènes. Premièrement, une partie des composantes de la pâte de ciment durcie est lessivée par l'eau souterraine, comme expliqué dans la section 2.2.2. Deuxièmement, certains composés présents dans l'eau souterraine réagissent avec les composés de la solution interstitielle du béton pour former de nouveaux composés qui peuvent nuire à la performance du béton comme expliqué dans les sections décalcifications et attaque de sulfates.

2.3 Méthodes d'inspection sismiques

2.3.1 Types d'ondes

Il existe plusieurs types d'ondes sismiques:

- 1) Ondes de compressions (P-waves) ;
- 2) Ondes de cisaillements (S-waves);
- 3) Ondes de surface (Rayleigh waves, L-waves).

Les ondes de compressions et les ondes de cisaillements sont aussi appelées ondes de volumes. Ces ondes réagiront différemment lorsqu'elles sont exposées aux mêmes types de matériaux. Lorsqu'elles se déplacent dans un certain milieu comme une couche de sol en ne causant que des déformations élastiques (déformation $< 10^{-3} \%$), les ondes de volumes et les ondes de surface sont appelées ondes élastiques.

Traditionnellement, lors d'essais visant à caractériser un dépôt de sol à l'aide des ondes sismiques (ou élastiques), les ondes de compressions sont utilisées puisqu'elles sont plus faciles à générer que les ondes de cisaillements [Hack, 2000]. Toutefois, il est aussi possible d'étudier la propagation des ondes de Rayleigh afin de caractériser un profil souterrain

notamment en utilisant ce type d'ondes afin d'obtenir un profil de la vitesse des ondes de cisaillements.

Les ondes de compressions sont plus sensibles aux changements de rigidités normales, tandis que les ondes de cisaillements et de surfaces sont plus sensibles aux changements de rigidités de cisaillements des matériaux qu'elles rencontrent. Lors d'une étude géotechnique visant à caractériser un dépôt de sol, la rigidité de cisaillement est souvent plus importante que la rigidité normale puisqu'elle peut être reliée à la force de cisaillement du matériel [Helbig et Mesda, 1982]. Cela explique pourquoi les ondes de Rayleigh, plus faciles à générer et contenant plus d'énergie que les ondes de cisaillements, sont souvent utilisées afin de déterminer indirectement un profil de vitesse des ondes de cisaillement. Une importante caractéristique des ondes de cisaillements est qu'elles ne se propagent pas dans les fluides. Finalement, V_p et V_s peuvent être reliées aux constantes élastiques et à la densité d'un matériel à l'aide des équations 2.1 et 2.2 [Wyllie et Mah, 2004].

$$V_p = \left(\frac{K + 4\frac{G}{3}}{\rho} \right)^{0.5} \quad (2.1)$$

$$V_s = \left(\frac{G}{\rho} \right)^{0.5} \quad (2.2)$$

Où K est le module de compression, G le module de cisaillement et ρ est la masse volumique. Finalement, les ondes de compressions sont celles qui voyagent le plus rapidement, suivies des ondes de cisaillements et ensuite des ondes de surface (Rayleigh).

2.3.2 Exemples de méthodes d'inspections sismiques

Parmi les différentes méthodes géophysiques disponibles, les méthodes sismiques sont souvent les plus utiles puisque les signaux obtenus lors des tests dépendent des propriétés mécaniques des matériaux que les ondes sismiques rencontrent [Hack, 2000]. Les méthodes sismiques mesurent généralement le temps d'arriver des ondes élastiques voyageant à travers le sol. Le temps d'arriver de ces ondes, émises depuis une source située à un endroit précis, est

mesuré à l'aide de plusieurs accéléromètres (récepteurs) placés en ligne droite le long du profil à être examiné. Les relevés sismiques mesurent donc la vitesse de propagation des différentes ondes élastiques émises par une source donnée. Ces méthodes ne seront efficaces que lorsqu'il existe des contrastes de rigidités entre les différentes zones de sols.

Bien que les méthodes sismiques (particulièrement celles utilisant les ondes de compressions) ont été utilisées avec succès pour diverses applications telles que la détermination de la profondeur du roc, la localisation de fissures dans le roc et l'identification et la localisation de minerais et de pétrole sous la surface du sol [Hack, 2000], l'utilisation de ce type de méthodes en milieu urbain est souvent considérée comme impossible à cause des restrictions suivantes:

- Les techniques d'auscultation sismiques utilisant la propagation des ondes de compressions nécessitent souvent l'utilisation d'explosif afin de créer une onde de choc adéquate. Cependant, l'utilisation d'explosif en milieu urbain peut s'avérer problématique.
- La présence de bruits nuisant à la qualité des signaux enregistrés sur un site en milieu urbain peut souvent empêcher la détection de structures souterraines.

Cependant, il existe plusieurs méthodes d'auscultation sismique autres que celles basées sur la propagation des ondes de volumes dans le sol. En effet, certaines méthodes, comme la méthode proposée par l'Université de Sherbrooke, sont basées sur la propagation des ondes de surface. La section 2.3 présentera donc certaines de ces méthodes d'inspection sismiques qui seront divisées en deux catégories, soient les méthodes passives et les méthodes actives. Avant la présentation de ces méthodes, la section 2.3 comporte aussi une introduction visant à expliquer aux lecteurs comment les ondes de volumes et de surfaces se propagent dans le sol.

2.3.5 Sources d'ondes sismiques

Lorsqu'un dépôt de sol est soumis à une sollicitation dynamique, ce dernier se trouve soumis à un mouvement vibratoire qui, dépendamment du type de sollicitation, entraînera des déformations plus ou moins importantes de ce dernier. Dans le cas d'un tremblement de terre,

d'importantes déformations peuvent survenir suite à la propagation des ondes de volumes à travers le dépôt ainsi que suite à la propagation des ondes de surface une fois que les ondes de volumes atteignent la surface du sol. L'étude de la propagation de ce type d'onde permet de mieux connaître la composition du dépôt de sol se trouvant entre la source sismique et la surface du sol. Cependant, lors d'investigation géotechnique visant à caractériser un dépôt de sol, le type de source dynamique utilisé ne génère généralement que des déformations élastiques à travers le sol. Par exemple, il est commun lors de nombreuses enquêtes géotechniques d'utiliser, en guise de sollicitation dynamique, un coup de marteau sur une plaque de métal placée sur le sol. Cependant, bien que pratique, le contact entre la plaque de métal et la surface du sol ne permet pas la transmission d'un signal sismique avec beaucoup d'énergie dans la plage des hautes fréquences [Hack, 2000]. D'autres sources telles que des explosifs produisent un signal plus riche en hautes fréquences, mais leur utilisation est plus dangereuse et parfois interdite. Pour cette raison, il est souvent préférable d'utiliser une source émettant un signal contrôlé dans le sol [Ghose et coll., 1996]. Bien que produisant moins d'énergie par unité de temps qu'une explosion, il est plus facile d'établir une corrélation entre le signal émis et le signal reçu, permettant une réduction du ratio bruit/signal du signal reçu [Hack, 2000]. Il est donc important lors d'un relevé de choisir une source qui est adaptée aux conditions retrouvées sur le site investigué. Ces conditions incluent:

- 1) La profondeur de l'investigation
- 2) Le type de sol
- 3) La présence d'habitations
- 4) La sensibilité environnementale du site

2.3.3 Propagation des ondes de volumes (ondes P et S)

À la suite d'une sollicitation dynamique générée à la surface du sol, une onde de contrainte se forme sous la surface du sol se propageant à travers celui-ci sous la forme d'un train d'ondes hémisphériques. Ces ondes sont les ondes de volumes constituées d'ondes de compressions et de cisaillements. Ces ondes peuvent être représentées par des rayons indiquant leur direction

de propagation à travers le sol. Lorsqu'un de ces rayons provenant de la source et voyageant à travers le sol avec une vitesse V_1 entre en contact avec un sol de nature différente ayant une vitesse supérieure (V_2), ce rayon réagira de façon différente dépendamment de l'angle auquel il croise cette nouvelle zone (Figure 6).

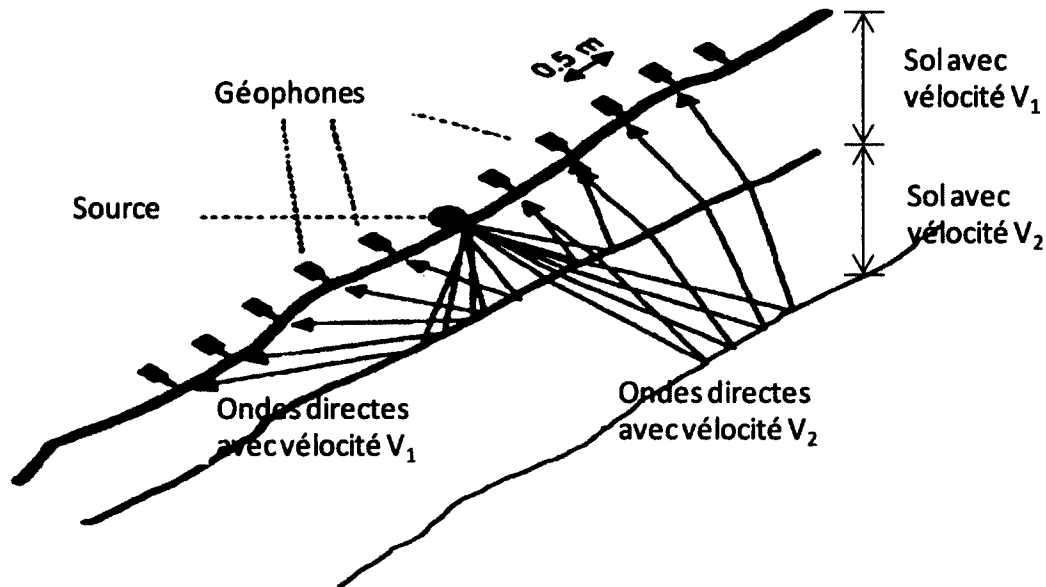


Figure 6 - Propagation des ondes sismiques - D'après : [Hack, 2000]

Lorsqu'un rayon croise une nouvelle zone avec un angle plus petit que l'angle critique, une partie de son énergie est alors réfléchiée vers la surface avec une vitesse V_1 alors que la plus grande partie de son énergie est réfractée vers la zone inférieure avec une plus grande vitesse (V_2). Lorsqu'un rayon croise une nouvelle zone avec un angle plus grand que l'angle critique, toute son énergie est réfléchiée vers la surface avec une vitesse V_1 . Lorsqu'un rayon entre en contact avec une nouvelle zone dans la même direction que l'angle critique, toute son énergie est réfractée parallèlement à cette surface générant ainsi un nouveau type d'onde appelé *head waves* voyageant à la vitesse V_2 . C'est en voyageant le long de la frontière entre deux zones que les *head waves* provoquent l'émission de nouvelles ondes ayant une vitesse V_1 (Figure 9). La loi de Snell montre que le phénomène de réfraction critique ne se produit que lorsqu'un rayon croise une nouvelle zone ayant une vitesse sismique supérieure [Lankston, 1990]. Finalement, il est important de savoir qu'une onde de compression ou de cisaillement ne sera pas nécessairement réfléchiée ou transmise d'un matériel à un autre sous sa forme originale.

Cela veut donc dire qu'une onde de compression incidente peut être réfléchiée ou transmise sous forme d'onde de cisaillement (et vice-versa pour les ondes de cisaillements). L'énergie de chaque onde résultante dépend du rapport des densités des deux couches, du rapport des vitesses des ondes élastiques et de l'angle d'incidence.

2.3.4 Ondes de Rayleigh

Les ondes de Rayleigh ont de nombreuses propriétés qui les différentient des ondes de volumes. Ces propriétés permettent à ce type d'onde d'être utilisé avantageusement par rapport aux ondes de volumes lors de la caractérisation d'un dépôt de sol. Cette section présente donc certaines des ces propriétés.

Les ondes de Rayleigh sont le résultat de l'interaction entre des ondes de cisaillements et de compressions à la surface du sol [Xia et coll., 1999]. Ces ondes seraient donc inexistantes

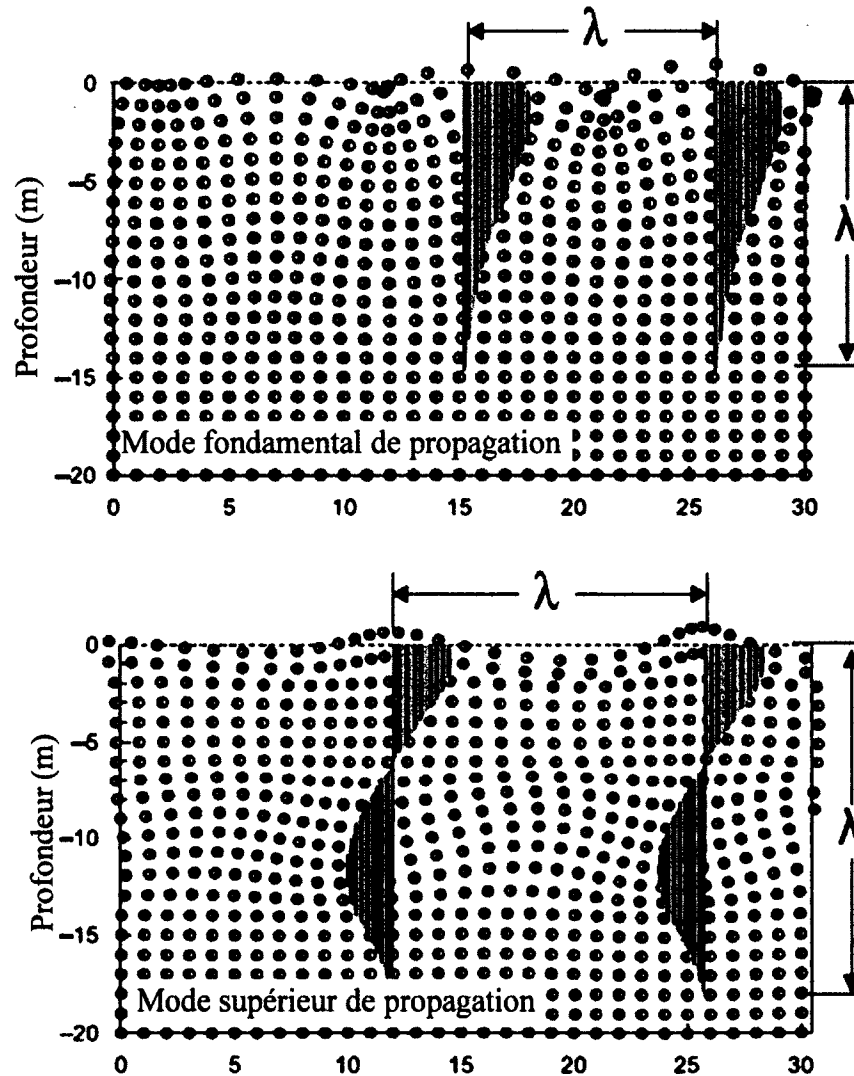


Figure 7 - Modes de propagation des ondes de Rayleigh, Source : [Karray et coll., 2010]

dans un milieu infini puisque c'est à l'interface entre une couche de sol et l'air qu'elles se forment. La majorité de l'énergie contenue dans les ondes de Rayleigh lors d'un relevé sismique est confinée à une profondeur d'environ une longueur d'onde (λ) au-dessous de la surface du sol [Metje et coll., 2007]. Contrairement aux ondes de volumes, les ondes de Rayleigh sont dispersives. Cela veut donc dire que, dans un milieu composé de plus d'une couche de sol ayant des propriétés mécaniques différentes, la vitesse à laquelle ces ondes se propagent dépend de leur longueur d'onde (fréquence). Donc, pour un sol ayant une rigidité qui augmente avec la profondeur, la vitesse des ondes de Rayleigh augmentera

proportionnellement en fonction de leur longueur d'onde [Karray et coll., 2008]. Aussi, dans un milieu semi-infini ne contenant qu'un matériau homogène, l'onde de Rayleigh ne se propage que selon un mode fondamental. Cependant, dans un milieu stratifié, l'onde de Rayleigh peut se propager selon différents modes de propagation comme le montre la Figure 7.

Lorsque la surface d'un dépôt de sol est soumise à un impact dynamique (telle qu'un coup de marteau sur une plaque de métal ou une explosion), le pourcentage de l'énergie totale transmise au sol se divise de la façon suivante entre les différents types d'ondes [Prasad, 2004]:

- 1) Onde de Rayleigh = 67 %
- 2) Onde de cisaillement = 26 %
- 3) Onde de compression = 7 %

Il est donc avantageux d'utiliser les méthodes de caractérisation basées sur la propagation des ondes de Rayleigh puisque ce sont celles ayant le plus d'énergie (ce sont aussi ces ondes qui sont le moins atténuées dans le sol, section 2.3.8) et qui seront donc les plus facilement identifiables.

2.3.6 Signaux sismiques enregistrés

Lorsque les signaux enregistrés par plusieurs accéléromètres sont représentés graphiquement comme le montre la Figure 8, il est possible de distinguer visuellement le temps d'arriver des différentes ondes élastiques aux accéléromètres.

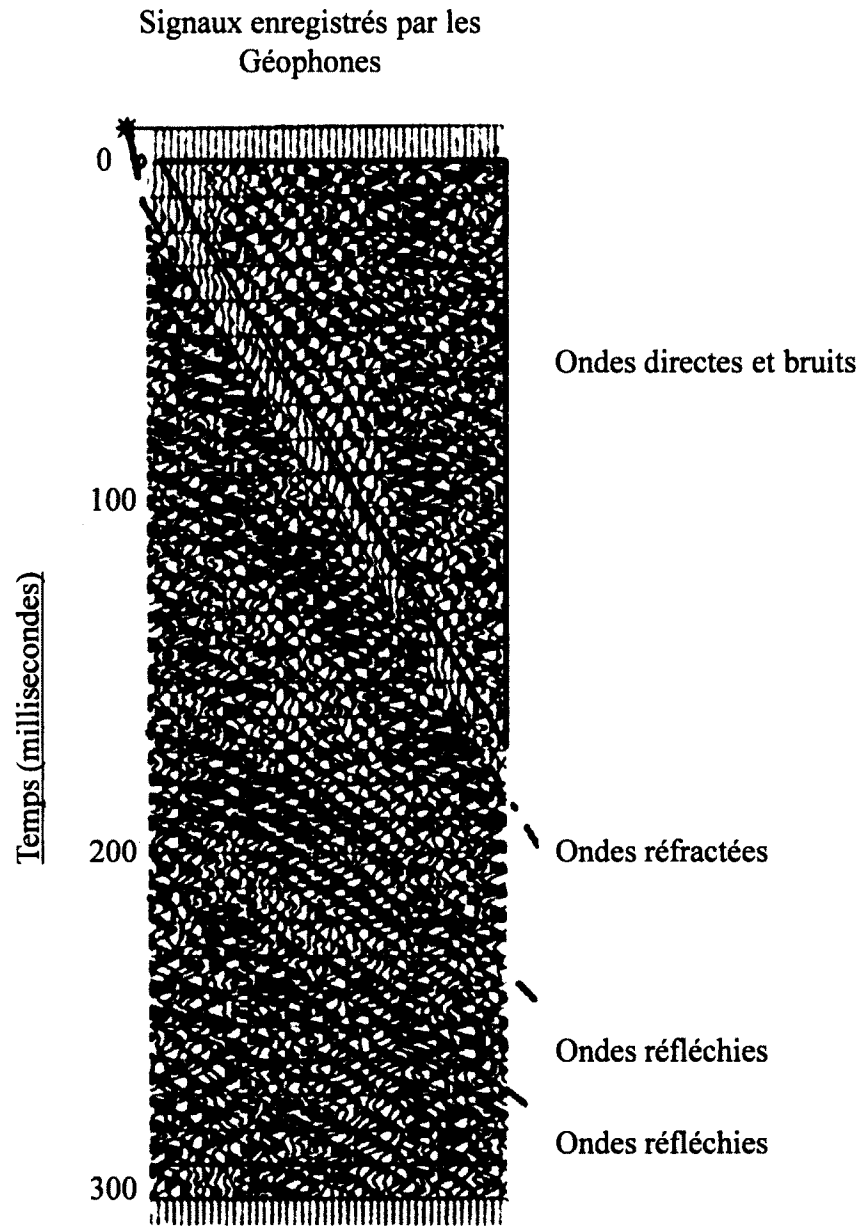


Figure 8 - Étalement des signaux enregistrés par des accéléromètres lors d'un relevé sismique. Il est possible de remarquer l'arrivée des ondes réfractées par le trait mauve (linéaire) ainsi que l'arrivée des ondes réfléchies par les traits verts (paraboles).

Cependant, des algorithmes sont souvent utilisés afin de détecter automatiquement et de façon plus précise le temps d'arrivée des différentes ondes sismiques. Dans la Figure 8, les signaux enregistrés présents dans le triangle rouge proviennent des ondes directes (ondes de surface) ainsi que du bruit. Ce bruit peut provenir de multiples sources comme la pluie,

le vent, les lignes électriques, etc., et peut donc grandement varier en fonction du site ou les tests sont réalisés [Steeple et Miller, 1990].

2.3.7 Anisotropie

Les sols et les massifs rocheux sont souvent anisotropes dû à la présence de multiples discontinuités. Ces éléments peuvent fortement influencer le comportement des ondes élastiques et il est donc important d'en tenir compte lors de la collecte et de l'analyse des signaux recueillis sur le terrain.

2.3.8 Amortissement des ondes (atténuation et absorption)

À partir du moment où les ondes de compressions et de cisaillements commencent à se propager dans le sol, leur énergie diminue comme le montre l'équation 2.3.

$$\frac{E_2}{E_1} = \frac{r_1^2}{r_2^2} \quad (2.3)$$

Où E représente l'énergie se propageant à travers 1 m² de sols, et r la distance de la source. Ce type d'amortissement est appelé géométrique et il n'est pas dépendant du type de sol rencontré. En ce qui concerne la propagation des ondes de Rayleigh, elles se propagent sur de plus longues distances dans le sol que les ondes de cisaillements ou de compressions puisqu'elles s'atténuent moins. En effet, une partie de l'énergie contenue dans ces ondes diminue proportionnellement avec 1/r^{0.5} tandis que celle contenue dans les ondes de cisaillements ou de compression diminue proportionnellement avec 1/r².

Un autre type d'amortissement des ondes est leur atténuation dans le sol. Cela se produit lorsque l'énergie des ondes est convertie en chaleur par la friction entre les particules de sols et la viscosité des fluides présents dans le sol.

Finalement, le degré d'amortissement des ondes de volumes et de surfaces varie en fonction de leur fréquence. Ainsi, les ondes de hautes fréquences sont amorties plus rapidement que les ondes de basses fréquences [Hack, 2000]. Il est donc préférable, et même parfois nécessaire,

d'utiliser des ondes de basses fréquences lorsque la zone à être caractérisée se trouve profondément enfouie dans le sol. Cependant, comme le suggère [Min et Kim, 2005], ce type d'onde ne peut pas toujours être utilisé puisqu'elles pourraient potentiellement endommager la structure auscultée.

2.3.9 Méthodes d'inspections sismiques actives

2.3.9.1 Méthode utilisant la propagation des ondes de cisaillements

L'utilisation des ondes de cisaillements afin de caractériser des profils souterrains n'a été testée que de façon sporadique [Garotta, 2000]. En effet, il n'existe aucun standard quant à un système de source et receveur sismique permettant de réaliser des investigations à l'aide des ondes de cisaillements [Krawczyk et coll., 2011]. Une étude réalisée en Allemagne à Hambourg dans un endroit densément peuplé afin de détecter la présence de dolines a permis à [Krawczyk et coll., 2011] de tester un nouveau système d'inspection sismique basé sur la propagation des ondes de cisaillements dans le sol. Selon [Krawczyk et coll., 2011], ce nouveau système a permis de réaliser une tomographie sismique permettant d'identifier de façon assez précise le profil souterrain jusqu'à une profondeur d'environ 80 m. L'utilisation des ondes de cisaillements afin de caractériser le profil souterrain possède les spécificités suivantes:

- Bien que les ondes de compressions pénètrent généralement plus profondément dans le sol que les ondes de cisaillements, ces dernières permettent d'obtenir des résultats plus précis (jusqu'à 10 fois plus précis que ceux basés sur la propagation des ondes de compressions).
- La résolution verticale de l'étude réalisée par Krawczyk et coll. (2011) est de 1 m près de la surface du sol, et la résolution horizontale de 2 à 6 m à une profondeur entre 10 et 30 m. Ce qui représente une résolution environ 3 fois supérieure à celle qui aurait pu être obtenue à l'aide des ondes de compressions.

- Il est plus difficile de générer des ondes de cisaillements dans le sol que des ondes de compressions et de surfaces. En effet, une source sismique spécifiquement conçue à cet effet a dû être utilisée lors de l'étude de [Krawczyk et coll., 2011].
- [Krawczyk et coll., 2011] recommande que l'utilisation de cette méthode en milieu urbain soit faite la nuit afin de minimiser la présence de bruits dans les signaux.

Finalement, puisque l'étude de Krawczyk et coll. (2011) (ondes de cisaillements) fut réalisée au même endroit que celle de Kühn et coll. (2011) (méthode sismique passive section 2.3.10), il est possible de comparer les résultats obtenus à l'aide de ces deux méthodes. Bien que ces deux études présentent des résultats similaires quant à la caractérisation des profils souterrains, Krawczyk et coll. (2011) souligne que les deux méthodes sont un bon complément l'une de l'autre. En effet, la méthode passive proposée par Kühn et coll. (2011) est plus facile à utiliser en milieux urbains, mais a comme désavantage d'être moins précise que la méthode active basée sur la propagation des ondes de cisaillements.

2.3.9.2 Méthode utilisant la diffraction des ondes sismiques

Ce type de méthode sismique est généralement utilisé afin de détecter et localiser la présence de défauts géologiques sous la surface du sol/roc [Keydar et al, 2010]. Les ondes diffractées sont créées lorsque des ondes élastiques (ondes de volumes ou ondes de surface) voyageant à travers un certain milieu rencontrent des irrégularités se trouvant à travers ce dernier. L'avantage de cette technique par rapport à certaines autres méthodes sismiques, est que la présence locale d'irrégularités n'affecte parfois que très peu la propagation des ondes élastiques émises par une source à la surface du sol les rendant donc impossibles à distinguer à l'aide de l'étude des ondes réfractées et réfléchies. Cependant, lors du passage du front d'ondes élastiques émises depuis la surface, des ondes diffractées sont générées par ces irrégularités locales les rendant possiblement identifiables grâce à la méthode proposée par Keydar et coll. (2010). Dans un sol, ces irrégularités peuvent par exemple être des fissures ou

des vides. Il existe deux conditions importantes afin d'être en mesure d'identifier ces irrégularités à l'aide de cette méthode [Keydar et coll., 2010]:

1. Ces irrégularités doivent posséder un contraste sismique (contraste de rigidité) assez important par rapport à leur milieu environnant.
2. La profondeur maximale de détection de cette méthode dépend de la taille de la discontinuité. Une petite discontinuité à une grande profondeur ne pourra donc pas être détectée puisque les ondes diffractées générées par cette dernière n'auront pas assez d'énergie pour être détectées à la surface du sol.

Cette technique fut récemment utilisée par Keydar et coll. (2010) afin de détecter la présence de rocs poreux et de cavités de sel dans la région de la mer morte. Cependant, comme le souligne Krawczyk et coll. (2011), bien que les résultats obtenus par Keydar et coll. (2010) indiquent que cette méthode est en mesure de détecter la présence de certaines irrégularités, elle ne peut pour l'instant que servir d'outil additionnel lors d'une enquête géophysique due à son manque de précision.

2.3.9.3 Réfraction sismique

La méthode de réfraction sismique mesure le temps s'écoulant entre l'émission du premier signal à la source et son arrivée aux différents accéléromètres (receveurs). Cette méthode utilise donc seulement le temps d'arrivée de la première onde aux différents accéléromètres peu importe qu'il s'agisse d'une onde de surface ou d'une onde qui fut réfractée ou réfléchi dans le sol. Cette méthode se base principalement sur le phénomène de réfraction critique qui se produit lorsqu'une onde entre en contact avec une nouvelle zone ayant une vitesse sismique supérieure [Lankston, 1990]. Pour que cette méthode produise des résultats acceptables, il est nécessaire que la vitesse de chacune des zones que croisent les ondes augmente en fonction de leur profondeur [Steeple et Miller, 1990]. Cette contrainte peut s'avérer problématique pour l'évaluation de zones ou de matériaux se trouvant près de la surface du sol puisque des zones de faibles vitesses sont souvent présentes dans les premiers mètres de sol à partir de la surface [Steeple et Miller, 1990]. Même si la vitesse des ondes ne varie pas seulement en fonction de

la densité des matériaux qu'elles traversent, plusieurs observations montrent que cette vitesse est généralement plus élevée dans les matériaux plus denses [Lankston, 1990]. Toutefois, le même matériel peut avoir un large éventail de vitesses dépendamment de son degré de fracturation, son âge, sa profondeur ainsi que de la présence d'eau ou d'air dans le matériel [Telford et coll., 1976]. La Figure 9 représente les appareils requis ainsi que leur positionnement sur le terrain lors d'un relevé de réfraction sismique.

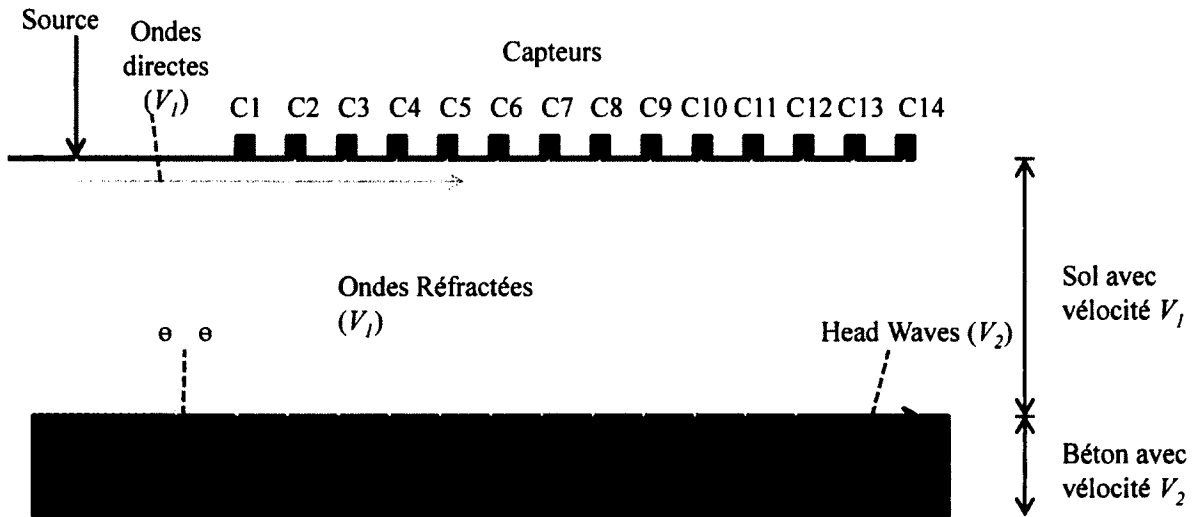


Figure 9 - Représentation d'un test de réfraction sismique. D'après : Robert Hack [2000]

Comme le montre la Figure 9, une sollicitation dynamique à la surface du sol (la source) permet générer des ondes élastiques qui voyagent dans le sol jusqu'à ce qu'une partie d'entre eux soient réfractée de façon critique par la dalle de béton ayant une plus grande vitesse sismique que le sol. Ces ondes commencent alors à voyager le long de la frontière entre les 2 zones émettant ainsi de nouvelles ondes appelées *head wave*. Ayant la plus petite distance à parcourir avant de parvenir aux accéléromètres, les ondes directes qui voyagent le long de la surface du sol avec une vitesse V_1 sont donc celles qui seront enregistrées les premières par les accéléromètres se trouvant les plus près de la source. Cependant, après une certaine distance, ce sont les ondes réfractées qui atteindront les accéléromètres en premier puisque celles-ci ont voyagé à une vitesse V_2 (largement supérieur à V_1) le long de frontière entre le sol et la dalle de béton avant de parvenir à la surface. Par exemple, pour une dalle de béton enfouie à une

profondeur d'un mètre dans le sol, la distance la plus courte avant que les ondes réfractées atteignent les accéléromètres en premier est de 2.0 mètres, donc le double de sa profondeur.

2.3.9.4 Réflexion sismique

Les méthodes utilisant la réflexion sismique sont similaires à celles basées sur la réfraction sismique. En effet, toutes ces méthodes utilisent plusieurs accéléromètres afin de mesurer le temps d'arriver des différents signaux émis par une source. Cependant, les méthodes utilisant la réflexion sismique tiennent compte temps d'arriver de toutes les différentes ondes sismiques [Hack, 2000]. En effet, contrairement aux ondes sismiques réfractées, les ondes sismiques réfléchies ne seront jamais les premières arrivées aux accéléromètres. Il est donc important pour cette méthode d'être en mesure d'identifier correctement le temps d'arriver des différentes ondes réfléchies. L'avantage de cette méthode par rapport à la réfraction sismique est qu'aucune assumption par rapport à la vitesse sismique des différentes zones de sols n'est requise [Steeple et Miller, 1990]. Cependant, aucune énergie sismique ne sera réfléchi vers la surface s'il n'existe pas de contrastes sismiques entre les différentes zones de sols [Steeple et Miller, 1990]. Ces contrastes sismiques se produisent lorsque deux matériaux possèdent différentes caractéristiques de déformations. De tels contrastes sont souvent présents entre les différents dépôts géologiques présents dans le sol ainsi qu'entre le sol et les structures artificielles comme des tunnels de béton. Les contrastes sismiques sont mesurés en fonction de l'impédance acoustique (Z), qui est le produit de la densité et de la vitesse sismique des milieux traversés par les ondes. La quantité d'énergie qui sera réfléchi ou transmise d'une zone à une autre dépend de cette impédance acoustique ainsi que de l'angle avec lequel l'onde sismique entre en contact avec la nouvelle zone. La relation qui existe entre la quantité d'énergie réfléchi vers la surface et celle transmise plus profondément dans le sol est cependant complexe [Hack, 2000]. La Figure 10 est un exemple de réflexion sismique qui se produit lorsqu'un rayon entre en contact avec une nouvelle zone et est réfléchi vers la surface suivant le principe de Fermat.

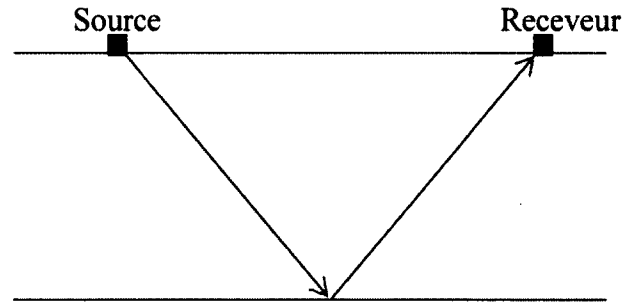


Figure 10 - Réflexion des ondes sismiques

En réalité, les sols sont composés de plusieurs zones, souvent anisotropes, qui peuvent rendre difficiles l'interprétation des signaux recueillis par les accéléromètres. Également, il est possible que des ondes sismiques subissent plusieurs réflexions entre les différentes surfaces avant d'être finalement captées par un géophone (réflexion multiple). Il est aussi important de prendre en considération que le signal réfléchi par une zone ayant une vitesse sismique élevée se trouvant profondément sous la surface peut prendre plus de temps à remonter à la surface que le signal provenant d'une zone moins profonde, mais avec une vitesse sismique moins élevée.

2.3.9.5 Tomographie sismique

La tomographie sismique est basée sur le même principe mathématique qui est utilisé pour obtenir une image en trois dimensions du corps humain. Cependant, la tomographie sismique se fait en calculant la vitesse de propagation des ondes sismiques élastiques à l'instar des rayons X comme dans le domaine médical. Avec cette méthode, la vitesse de propagation des ondes peut être mesurée de plusieurs façons différentes dont:

- 1) Mesures faites entre deux trous de forages;
- 2) Mesures prises entre la surface et un trou de forage;
- 3) Mesures prises entre un trou de forage et la surface.

Cette technique a pour avantage de produire un modèle très précis de la vitesse des ondes en plus de ne nécessiter aucune assomption comme la méthode réfraction sismique [Steeple et Miller, 1990]. Cependant, cette méthode peut s'avérer couteuse ou impraticable dû à la nécessité de trous de forages. La Figure 11 montre un exemple de tomographie sismique:

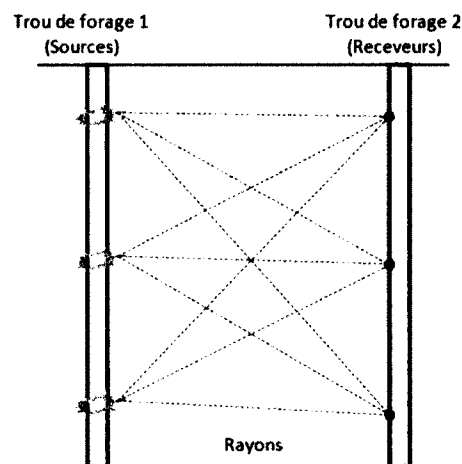


Figure 11 - Tomographie sismique entre deux trous de forages

2.3.10 Méthodes d'inspections sismiques actives basées sur les ondes Rayleigh

Tout comme les méthodes basées sur la propagation des ondes de volumes, les méthodes utilisant les ondes de Rayleigh, comme les méthodes SASW, MASW et MMASW, permettent de caractériser les différents types de sols et matériaux se trouvant sous la surface du sol de façon non destructrice. Cependant, l'utilisation des ondes de Rayleigh afin d'obtenir le profil des vitesses de cisaillements présente plusieurs avantages:

- 1) V_s est directement proportionnelle au module de cisaillement (G), une propriété qui permet de connaître la rigidité d'un sol;
- 2) La vitesse de propagation des ondes de Rayleigh est très fortement affectée par la vitesse de propagation des ondes de cisaillements [Xia et coll., 1999].
- 3) La pénétration des ondes de Rayleigh dans le sol dépend de leur longueur d'onde et de leur mode de propagation telle qu'illustrée dans la Figure 7 (mode fondamental et supérieur) [Karray et coll., 2010].

- 4) Contrairement aux méthodes utilisant la réfraction sismique, ceux utilisant les ondes de Rayleigh ne nécessitent aucune assomption par rapport à la vitesse sismique des différentes couches de sols. Elles permettent aussi d'obtenir des résultats adéquats même lorsque les différentes couches de sols sous la surface ne sont pas orientées de façon horizontale ce qui n'est pas toujours le cas avec la réfraction sismique [Lin et coll., 2004].

2.3.10.1 SASW

La méthode SASW (*Spectral Analysis of Surface Waves*), a été développée par un groupe de recherche de l'Université du Texas au début des années 1980. Cette méthode se déroule en trois étapes [Lin et coll., 2004]:

- 1) Collecte des signaux sur le terrain;
- 2) Obtention de la courbe de dispersion à l'aide des signaux recueillis;
- 3) Inversion de la courbe de dispersion afin d'obtenir un profil de la vitesse des ondes de cisaillement.

La première étape est réalisée à l'aide d'une paire de receveurs et d'une source d'impact dynamique telle qu'un coup de marteau sur une plaque de métal (Figure 12). Cette procédure est répétée à plusieurs reprises en changeant les distances d_1 et d_2 afin de couvrir plusieurs fréquences/longueurs d'ondes et dans les 2 directions afin de minimiser l'impact de la possible variabilité géographique des matériaux souterrains.

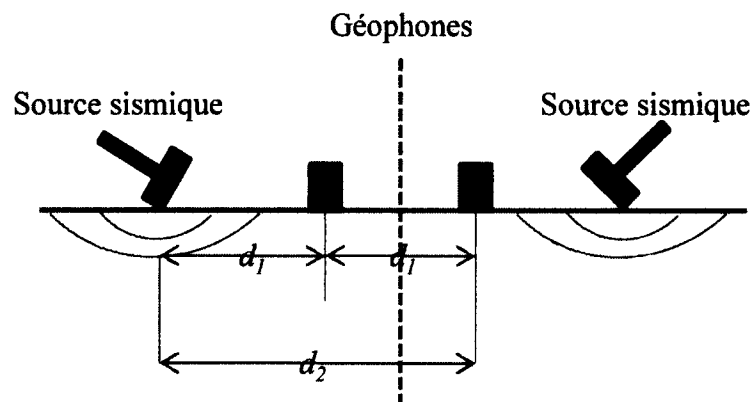


Figure 12 - SASW

La configuration des receveurs sur le terrain est faite de façon à minimiser la participation des modes supérieurs de propagation des ondes de Rayleigh bien que ces modes peuvent contribuer de façon significative aux signaux enregistrés sur le terrain [Karray et Lefebvre, 2000]. Dans la méthode SASW, la courbe de dispersion obtenue lors de l'étape 2 est donc considérée comme strictement représentative de mode fondamentale des ondes de Rayleigh.

La dernière étape du processus, l'inversion, consiste à comparer la courbe de dispersion obtenue sur le terrain avec une courbe théorique obtenue en modélisant le profil investigué par une succession de couches, chacune possédant des caractéristiques connues comme leur hauteur (h_i), leur coefficient de Poisson (ν_i), leur densité (γ_i) et leur vitesse de propagation des ondes de cisaillement (V_{si}). Le processus d'inversion prend fin lorsque les deux courbes sont jugées identiques [Karray et Lefebvre, 2008]. Ce processus peut donc nécessiter plusieurs itérations avant de produire un résultat acceptable et nécessite une connaissance approfondie de la géotechnique et de la dynamique des sols.

En plus d'assumer que seulement le mode fondamental des ondes de Rayleigh a un impact sur la courbe de dispersion, la méthode SASW assume aussi que le sol est composé de couches homogènes, orientées horizontalement et isotopiques [Min et Kim, 2005]. Il a aussi été montré que l'utilisation de seulement deux receveurs rend la méthode SASW vulnérable aux bruits ambiants [Lin et coll., 2004]. Finalement, l'utilisation d'une seule paire de receveurs peut entraîner la nécessité de performer plusieurs itérations de la méthode SASW sur le terrain afin de couvrir le profil requis. Pour chaque itération, il est nécessaire de faire plusieurs mesures afin d'assurer la cohérence des signaux rendant parfois le processus de collection et d'analyse des signaux laborieux [Lin et coll., 2004].

2.3.10.2 MASW

La méthode MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) est une amélioration de la méthode SASW qui fut introduite par Park et coll. (1999). Tout comme pour la méthode SASW, la méthode MASW se base sur l'étude de la propagation des ondes de Rayleigh afin d'obtenir un profil de vitesse des ondes de cisaillements. Cependant, lors de la collecte des signaux sur le terrain, plusieurs receveurs placés le long d'une même ligne sont utilisés. Cela

diffère donc de la paire de receveurs utilisée avec la méthode SASW. L'utilisation de plusieurs receveurs s'est avérée avoir plusieurs avantages:

- 1) Permet de couvrir un profil plus long l'aide d'une seule configuration de receveurs;
- 2) Permet d'obtenir de l'information à propos d'un large éventail de profondeurs et avec beaucoup de redondance en un seul test [Lin et coll., 2004].

Les paramètres les plus importants lors de la collecte des signaux sur le terrain sont présentés dans la Figure 13.

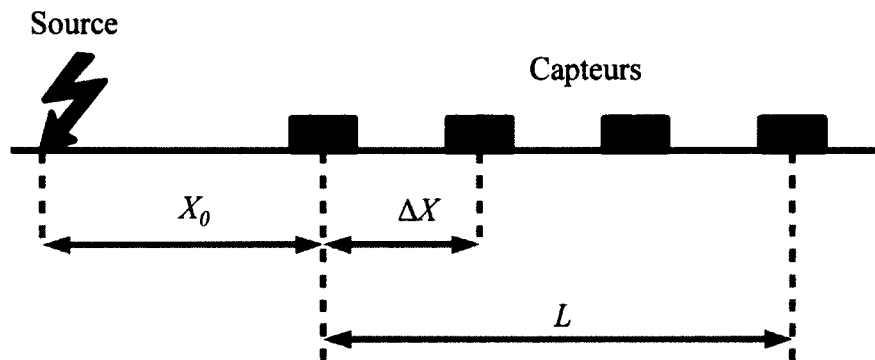


Figure 13 - Configuration de la source et des receveurs, méthode MASW.

Comme le montre la Figure 13, X_0 représente la distance entre la source et le premier receveur, ΔX la distance entre chaque receveur, L la distance entre le premier et le dernier receveur et N le nombre de capteurs. Les paramètres X_0 , ΔX et L sont ceux qui sont les plus importants afin d'éviter le crénelage ainsi que les effets de champs proches et lointains (*near and far field effect*). En effets, ces paramètres auront un impact important sur la profondeur minimale et maximale à laquelle la vitesse de cisaillement V_s pourra être mesurée avec précision dans le sol [Lin et coll., 2004]. L'effet de champ proche rend l'affirmation que les ondes de Rayleigh voyagent principalement en un plan horizontal exacte seulement lorsqu'elles ont voyagé à plus d'une certaine distance de la source. Cela a donc pour effet d'influencer le choix du paramètre X_0 . L'effet de champ lointain est lui causé par l'atténuation des ondes de hautes fréquences à

de grandes distances de la source [Park et coll., 1999]. Finalement, le choix d'une distance L suffisante permettra d'identifier plusieurs modes de propagations des ondes de Rayleigh.

Bien que l'analyse des signaux recueillis sur le terrain puisse se faire de plusieurs manières différentes, elle consiste des deux mêmes étapes que la méthode SASW, c'est-à-dire, de la construction d'une courbe de dispersion et du processus d'inversion permettant d'obtenir le profil de vitesse des ondes de cisaillements.

Le processus d'inversion utilisé avec la méthode MASW est semblable à celui utilisé avec la méthode SASW. En effet, le sol est considéré comme ayant des propriétés homogènes et linéaires élastiques. En d'autres mots, cela veut dire qu'il peut être complètement caractérisé par une épaisseur, une densité et deux constantes élastiques [Lin et coll., 2004]. Afin de réduire le nombre d'inconnus lors de l'inversion, la densité ainsi que le ratio de Poisson des différentes couches de sols sont assumés. La première étape du processus d'inversion consiste à assumer un profil de vitesse des ondes de cisaillements et de le convertir en une courbe de dispersion (théorique). Tout comme lors du processus d'inversion de la méthode SASW, la courbe de dispersion du profil théorique est comparée avec celle obtenue sur le terrain et le processus d'inversion s'arrête lorsque la courbe de dispersion théorique et celle obtenue à l'aide des signaux recueillis sur le terrain sont jugées identiques.

2.3.10.3 MMASW

La méthode MMASW (*Modal Multichannel Analysis of Surface Waves*), développée à l'Université de Sherbrooke à la fin des années 1990 [Karray, 1999], se distingue de la méthode MASW dans la façon d'analyser les signaux enregistrés sur le terrain. Ainsi, lors de l'obtention de la courbe de dispersion, la méthode MMASW tient systématiquement compte des modes supérieurs de propagation des ondes de Rayleigh puisque, comme notées par Karray et Lefebvre [2000], ces modes peuvent contribuer de façon significative aux profils de vitesse des ondes de cisaillements. Il peut donc s'avérer important de tenir compte des ces modes de propagations lors de l'analyse en obtenant des courbes de dispersions pour chacun de ces modes qui seront ensuite utilisées lors du processus d'inversion. Une autre différence entre les méthodes MASW et MMASW se trouve dans le processus d'inversion. En effet, une

technique d'inversion plus performante basée sur la vitesse de phase ainsi que la forme des courbes de dispersions est utilisée afin de calculer la vitesse des ondes de cisaillements à travers le sol [Karray, 1999].

2.3.11 Méthode d'inspection sismique passive

Ce type de méthodes sismiques sont appelées passives puisqu'elles ne nécessitent pas l'utilisation d'une source d'impact dynamique telle qu'un coup de marteau à la surface du sol. En effet, particulièrement dans un environnement urbain, un dépôt de sol se trouve constamment excité par différente source de vibrations. Un des avantages majeurs de cette technique par rapport aux autres méthodes sismiques est que la présence des bruits ambiants est bénéfique à la réalisation de ce genre d'essais puisque ceux-ci fournissent une source d'énergie constante faisant vibrer le sol et permettant ainsi de caractériser le milieu souterrain. Puisque l'énergie provenant du bruit ambiant est dominée par les ondes de surface, les méthodes sismiques utilisant ce bruit peuvent être utilisées afin d'obtenir la vitesse des ondes de cisaillements dans le sol et ainsi déterminer la nature du profil souterrain (comme le permettent les méthodes SASW, MASW et MMASW) [Foti et coll., 2011].

Ces méthodes permettent aussi de connaître le ratio spectral Horizontal / Vertical (*H/V ratio*) qui permet d'estimer la profondeur de certains dépôts de sol [Kühn et al, 2011]. En effet, ce ratio est influencé par la présence de contrastes sismiques entre les différentes couches de sols. Plus le contraste est élevé, plus il aura tendance à influencer le ratio H/V. Par exemple, un contraste élevé existe souvent entre un dépôt sol et le socle rocheux permettant ainsi de calculer sa profondeur. Le ratio H/V est souvent représenté en variant en fonction de la fréquence comme le montre la Figure 14.

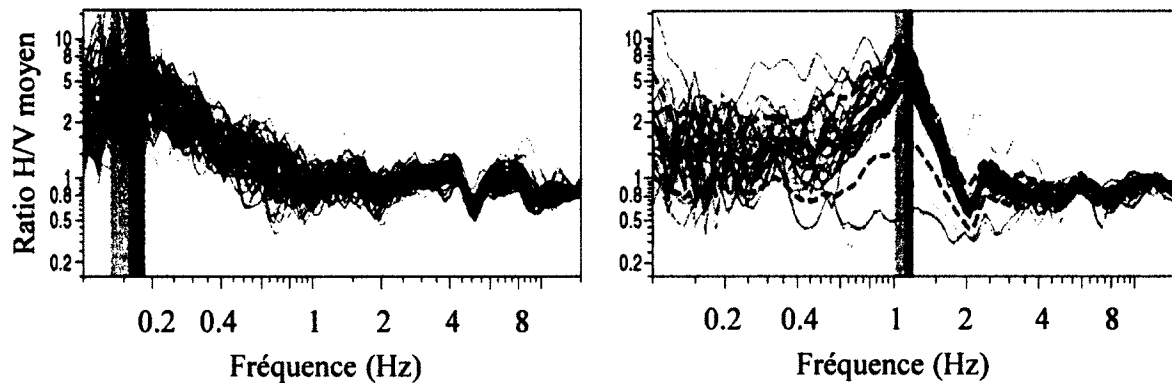


Figure 14 - Spectre H/V, les barres grises verticales représentent la déviation standard associée au ratio H/V maximum; À gauche : Les basses fréquences représentent un contraste plus profond; à droite : Le pic présent à 1.1 Hz représente un contraste moins profond correspondant à un dépôt de sel souterrain.

Source : Kühn et coll. (2011)

Chacun des pics présents à différentes fréquences sur la courbe de H/V dénote la présence d'un contraste dans le sol. Plus ces pics se trouvent à de basses fréquences, plus ils appartiennent à des contrastes se trouvant à une grande profondeur. Généralement, seulement le pic se trouvant à la plus basse fréquence est utilisé puisque c'est ce dernier qui permet de connaître la profondeur du roc [Kühn et al, 2011]. Cependant, lors d'une étude réalisée à Istanbul en Turquie, Picozzi et coll. (2009), suggèrent qu'il est possible d'utiliser les pics se trouvant à de plus hautes fréquences afin d'identifier différentes couches de sols se trouvant à différentes profondeurs. Cette technique a par exemple été utilisée en Allemagne afin de déterminer la présence de certains types de sol favorables à la formation de dolines [Kühn et al, 2011] ainsi qu'à Thessaloniki en Grèce [Panou et coll., 2005], à Palerme en Italie [Cara et coll., 2008] et à Istanbul en Turquie [Birgören et coll., 2009] afin de réaliser des études similaires. Toutes ces études furent réalisées en milieu urbain. Cette technique a également été utilisée comme outil d'investigation géophysique afin de déterminer la profondeur et l'épaisseur de diverses couches de sols variant entre quelques dizaines de mètres jusqu'à plus de 1000 m [Ibs Von Seht et Wohlenberg, 1999; Delgado et coll., 2000; Parolai et coll., 2002]. Finalement, la combinaison des méthodes sismiques passives et actives lors d'une même investigation peut s'avérer utile dans certaines situations puisque chacune de ces méthodes possède certains avantages [Foti et coll., 2011]:

1. Le bruit ambiant est riche en basses fréquences, mais pauvre en hautes fréquences, ce qui en fait un outil plus propice pour les investigations profondes.
2. Il est plus facile de générer des ondes de hautes fréquences à l'aide de méthodes actives les rendant plus adaptées aux investigations moins profondes.
3. Il est plus facile de séparer les différents modes de propagation de l'onde de Rayleigh lorsque les méthodes sismiques actives sont utilisées les rendant donc plus précisent.
4. L'équipement requis afin d'enregistrer le bruit sismique est généralement plus dispendieux que l'équipement requis pour les méthodes sismiques actives.

2.4 Méthode d'inspection magnétique

La découverte de la présence d'un champ magnétique entourant la Terre a permis le développement de multiples techniques permettant de localiser certains matériaux ou objets souterrains [Metje et coll., 2007]. En effet, ces matériaux magnétiques et/ou conductibles peuvent entraîner des anomalies dans le champ magnétique terrestre. Ces anomalies peuvent parfois être détectées par certains appareils permettant ainsi leur identification. L'appareil permettant d'identifier ces anomalies se nomme un magnétomètre. L'inconvénient majeur du magnétomètre est qu'il ne permet que de détecter des objets métalliques. Aussi, la qualité des résultats obtenus à l'aide du magnétomètre sera grandement influencée par la présence de bâtiments, de clôtures et d'autres objets métalliques se trouvant à proximité du site d'inspection [Vickridge et Leontidis, 1997].

Il est également possible de créer un champ magnétique artificiel à l'aide d'un courant électrique. Ce principe est notamment utilisé afin de détecter des câbles électriques souterrains puisque le courant électrique circulant dans ces câbles de hauts voltages génère un champ magnétique qui les entoure. Toutefois, bien que cette méthode puisse s'avérer très utile, la présence de courants inconnus dans certaines parties du système de câblages peut réduire l'efficacité de cette méthode [Metje et coll., 2007].

Finalement, il est également possible de détecter des objets métalliques en l'absence de courants électriques dans le sol. En effet, la présence d'un champ magnétique artificiel, pouvant être généré depuis la surface du sol, peut entraîner la création de courants d'EDDY dans un objet métallique qui à son tour générera champ magnétique secondaire pouvant être détecté.

Cependant, l'application de l'une de ces méthodes dans le cadre de ce projet n'est pas recommandée puisque ces méthodes servent uniquement à détecter la présence d'objets métalliques dans le sol.

2.5 Méthode d'inspection par thermographie à infrarouge

Ces méthodes sont basées sur le principe de transfert d'énergie voulant que cette dernière se propage toujours d'un milieu chaud vers un milieu moins chaud. L'effet d'isolation étant différent d'un matériau à un autre, cela a pour effet de ralentir le passage de l'énergie de façon variable permettant ainsi d'identifier des objets souterrains. Lorsqu'utilisé durant la nuit, le sol devient la source de chaleur tandis que le ciel agit comme le puits de chaleur permettant ainsi à un scanneur à infrarouge de mesurer les variations de température qui sont ensuite converties en image thermographique [Wirahadikusumah et coll., 1998].

Une étude réalisée à St-Louis afin de localiser, d'identifier et de détecter des anomalies sur des conduites d'eau souterraine en arriva aux conclusions suivantes [Wirahadikusumah et coll., 1998] :

- Cette méthode permet localiser l'emplacement des conduites d'eau souterraines
- Cette méthode ne permet pas d'identifier la profondeur des conduites
- Cette méthode permet de localiser des fuites d'eau dans les conduites
- Cette méthode permet d'identifier des vides dans le remblai autour des conduites causés par l'érosion
- Cette méthode permet d'identifier la qualité de l'isolation des conduites et le remblai autour des conduites.

Cependant, cette méthode est grandement influencée par le type de sol ainsi que par son taux d'humidité et ne permet pas de connaître la profondeur des éléments détectés. La qualité des

résultats obtenus peut aussi être influencée par la vitesse du vent en surface [S.B Costello et coll., 2007].

2.6 Méthode d'inspection par géoradar (GPR)

De toutes les techniques d'inspection mentionnées dans ce document, le GPR (*Ground Penetrating Radar*) est l'une des technologies les plus populaires afin d'évaluer l'intégrité d'une structure depuis la surface du sol (ainsi qu'en contact direct avec la structure).

Le GPR utilise sensiblement la même technique que la méthode de réflexion sismique. Cependant, le GPR est utilisé afin de détecter des différences électromagnétiques tandis que la réflexion sismique est en mesure de détecter des différences de rigidité entre les matériaux. Traditionnellement, le système GPR génère un signal de courte durée et de fréquence radio entre 10-2000 MHz qui est transmis dans le sol. L'énergie de cette onde électromagnétique se propage dans le sol jusqu'à ce qu'une partie de celle-ci soit réfléchi lorsqu'elle entre en contact avec des discontinuités électriques tandis que le reste de l'énergie continue de voyager plus profondément dans le sol [Metje et coll., 2007]. Les propriétés électriques d'un sol varient principalement en fonction de sa granulométrie, sa porosité, sa teneur en eau ainsi que des propriétés électriques des grains qui le composent [Davis et Annan 1989]. En général, un objet étant plus rigide que le sol qui l'entoure aura tendance à réfléchir un signal avec davantage d'énergie [S.B. Costello et coll., 2007].

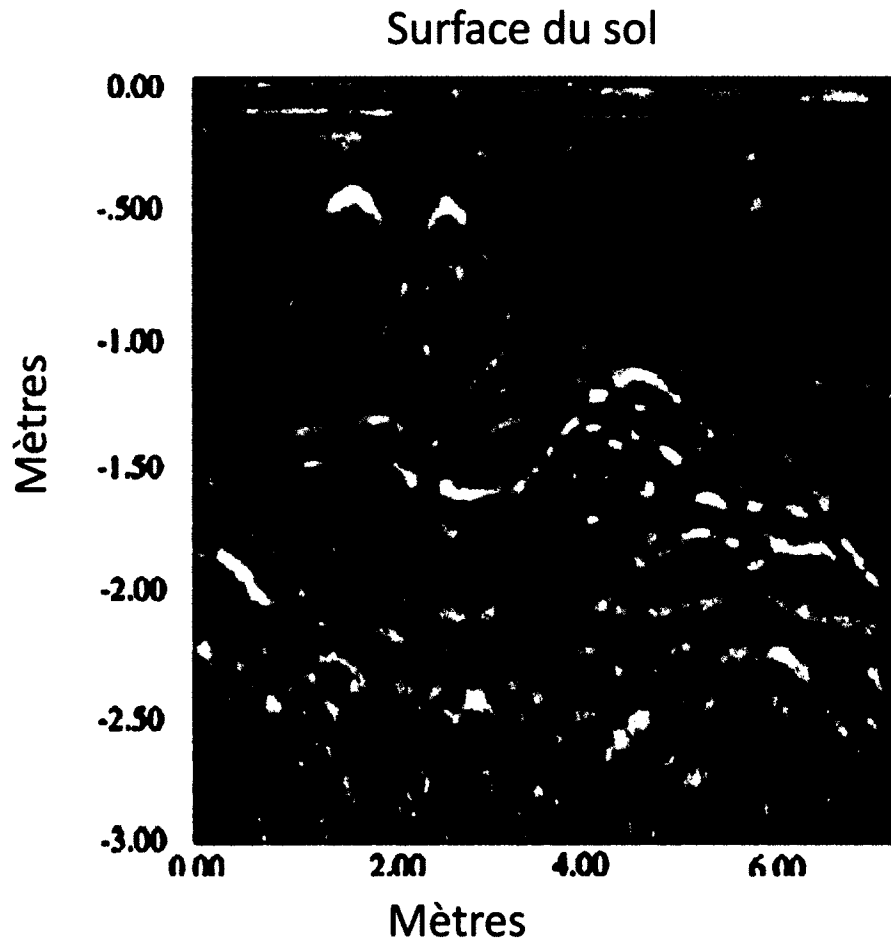


Figure 15 - Image obtenue à l'aide du GPR; Il est possible de remarquer la présence de multiples réflecteurs dans le sol

D'après : Lanka et coll. (2001)

L'énergie ainsi réfléchiée est captée par une antenne à la surface du sol/béton. La même antenne peut être utilisée afin de générer et de capter le signal. Lorsque la source et le receveur du signal sont tous les deux utilisés afin de scanner le même profil au-dessus du sol, et ce à vitesse constante, il est possible de créer une image représentant une coupe transversale du matériel souterrain (Figure 15) [Daniels, 2004]. Il est aussi possible de créer une image en 3 dimensions lorsque le sol est scanné le long de plusieurs profils parallèles (Figure 16).



Figure 16 - Image en 3D montrant des conduites enfouies dans le sol obtenu à l'aide du GPR.

Source : Bernstein et coll. (2000)

Puisque la propagation du signal dans le sol dépend de ses propriétés électriques, la performance de ce type de radar est limitée par l'atténuation du signal pouvant survenir lorsqu'il entre en contact avec un sol humide particulièrement ceux étant composés d'argile et/ou d'eau salée [Metje et coll., 2007]. Dans des conditions favorables, il est possible d'estimer que le GPR sera en mesure de détecter un objet enfoui jusqu'à une profondeur d'environ 3 m [S.B. Costello et coll., 2007]. Access Network System Laboratories au Japon prétend cependant avoir développé une antenne permettant d'investiguer jusqu'à une profondeur de 5m (dans les conditions d'utilisation optimales) [Hata et coll., 1997]. En général, un système GPR permet de détecter toutes les discontinuités diélectriques présentes dans le sol et ce qu'il s'agisse d'une discontinuité métallique ou non métallique [Davis et Annan, 1989]. Afin d'obtenir une image de haute résolution, il est préférable d'utiliser des ondes de hautes fréquences. Cependant, ces ondes de hautes fréquences pénétreront moins profondément dans le sol que des ondes de plus basses fréquences. Il y a donc un compromis à faire entre la profondeur maximale de l'investigation et la résolution maximale qui peut être atteinte à l'aide des signaux recueillis.

L'utilisation d'un GPR dans le cadre de ce projet serait une alternative possible aux méthodes sismiques utilisant la propagation des ondes élastiques. Cependant, ces dernières ont l'avantage de produire des résultats variant en fonction des propriétés mécaniques des matériaux souterrains tandis que ceux obtenus à l'aide d'un GPR varient en fonction des propriétés électriques des matériaux.

Les résultats de deux études indépendantes qui furent réalisées en Grande-Bretagne et aux États-Unis montrent les limites du GPR. La première étude réalisée par l'AWWARF au début des années 2000 [Haven et coll., 2001], en arrive à de nombreuses conclusions quant à la possibilité d'utiliser le GPR afin de localiser des conduites souterraines (il n'est cependant pas question dans ce rapport d'évaluer l'intégrité de ces structures):

- Cette méthode fut capable de localiser 76% de toutes les conduites souterraines.
- La précision horizontale du GPR fut de ± 284 mm tandis que la précision verticale fut de ± 393 mm.
- Le GPR fut en mesure de détecter 100% des conduites en fer ductile, 71% des conduites en acier, 80% des conduites en PVC et 75% des conduites en béton.

Puisque ces essais furent performés sur un site expérimental contrôlé et non dans un environnement urbain, Haven et coll. (2001) suggère que les résultats obtenus lors de cette étude sont une généralisation et que la performance du GPR en milieu urbain pourrait être inférieure à celle présentée dans ce rapport.

Une autre étude, cette fois réalisée en Grande-Bretagne [Roger et coll., 2007], avait pour but de vérifier le potentiel qu'a le GPR d'identifier des conduites souterraines enfouies sous divers types de sols. En effet, afin de vérifier si l'utilisation du GPR est appropriée pour une inspection, il est nécessaire de connaître la nature du sol entourant les conduites. Les propriétés du sol ayant une grande importance sur la vitesse des ondes électromagnétiques ainsi que sur leur atténuation, il est donc normal que certains sites ne soient pas adéquats à l'utilisation du GPR. Cependant, comme mentionné par Roger et coll. (2007), la nature du sol est souvent inconnu sur la plupart des sites d'inspections et l'utilisation d'autres méthodes (comme le forage) serait donc nécessaire afin d'en connaître la nature. Roger et coll. (2007) en arrive donc à la conclusion qu'un minimum d'information doit être connu sur la nature du sol présent sur le site d'inspection afin d'assurer la validité des résultats obtenus avec le GPR.

Finalement, le GPR peut aussi être utilisé en contact direct avec le béton depuis l'intérieur de la structure [Daniels, 2004]. Cette manière d'opérer du GPR permet de faciliter l'interprétation des résultats en éliminant l'incertitude reliée aux propriétés variables du sol présent sur les

sites d'inspections. Ce type d'inspection est utilisé un peu partout dans le monde pour divers usages comme la détection de l'armature d'un béton armé, l'identification de fissures dans le béton ainsi que l'identification de la profondeur d'une dalle de béton.

2.7 Conclusion de l'état de l'art

Avant de choisir une de ces méthodes, il est important de bien connaître les objectifs de l'investigation ainsi que les avantages et limitations de chacune des méthodes présentées dans les sections précédentes. En effet, aucune de ces méthodes n'est parfaite/infailible et il est donc primordial d'en choisir une qui conviendra le mieux aux conditions du site d'investigation ainsi qu'aux objectifs de l'investigation. Finalement, la combinaison de plusieurs de ces méthodes durant la même investigation peut permettre d'obtenir des résultats plus fiables en combinant les forces de ces différentes méthodes.

CHAPITRE 3

SIMULATIONS NUMÉRIQUES

3.1 Construction d'un modèle

La première partie de ce projet de maîtrise consiste à réaliser des simulations numériques afin d'établir, de façon préliminaire, la précision et les limites de la méthode proposée et le cas échéant, une meilleure optimisation de l'énergie, de l'emplacement des capteurs, etc. Cette partie du projet permettra donc d'ajuster différents paramètres qui permettront d'enregistrer des signaux satisfaisants pour l'application proposée. Les simulations numériques seront réalisées à l'aide du logiciel FLAC6. Ce logiciel permet de simuler le comportement des sols lorsqu'ils sont soumis à diverses contraintes à l'aide de l'analyse Lagrangienne de différences finies. Il est donc possible avec FLAC6 de reproduire différents profils souterrains afin de mieux comprendre le comportement des sols et du béton lorsque la surface du sol est soumise à un impact dynamique.

La première phase des simulations numériques consiste à démontrer qu'il est possible de discerner une dalle de béton enfouie sous une couche de sol homogène. Afin de simuler avec FLAC6 un profil représentatif de ceux retrouvés sur de vrais sites d'essais, il est nécessaire de considérer plusieurs éléments dont les suivants:

- 1) La taille de chaque élément du maillage devrait être suffisante afin d'assurer l'exactitude des résultats obtenus lors des simulations numériques tout en ne dépassant pas la taille maximale imposée par FLAC6 ou les capacités de l'ordinateur utilisé pour effectuer l'analyse.
- 2) Le modèle utilisé doit être assez large afin d'éviter que la réflexion des ondes élastiques sur les frontières du modèle n'influence les résultats obtenus lors de la simulation.
- 3) Les conditions aux limites du modèle doivent être telles qu'elles minimisent la quantité d'énergie générée par la réflexion des ondes aux frontières.
- 4) Le modèle ne doit être soumis qu'à des déformations élastiques.
- 5) Le modèle devrait être composé de matériaux ayant des propriétés mécaniques adéquates.

La Figure 17 illustre le type de modèle créé par FLAC6 permettant de respecter les conditions mentionnées plus haut. La Figure 17 montre aussi que la réponse du sol suite à une sollicitation dynamique varie en fonction du temps et de la distance de cette dernière.

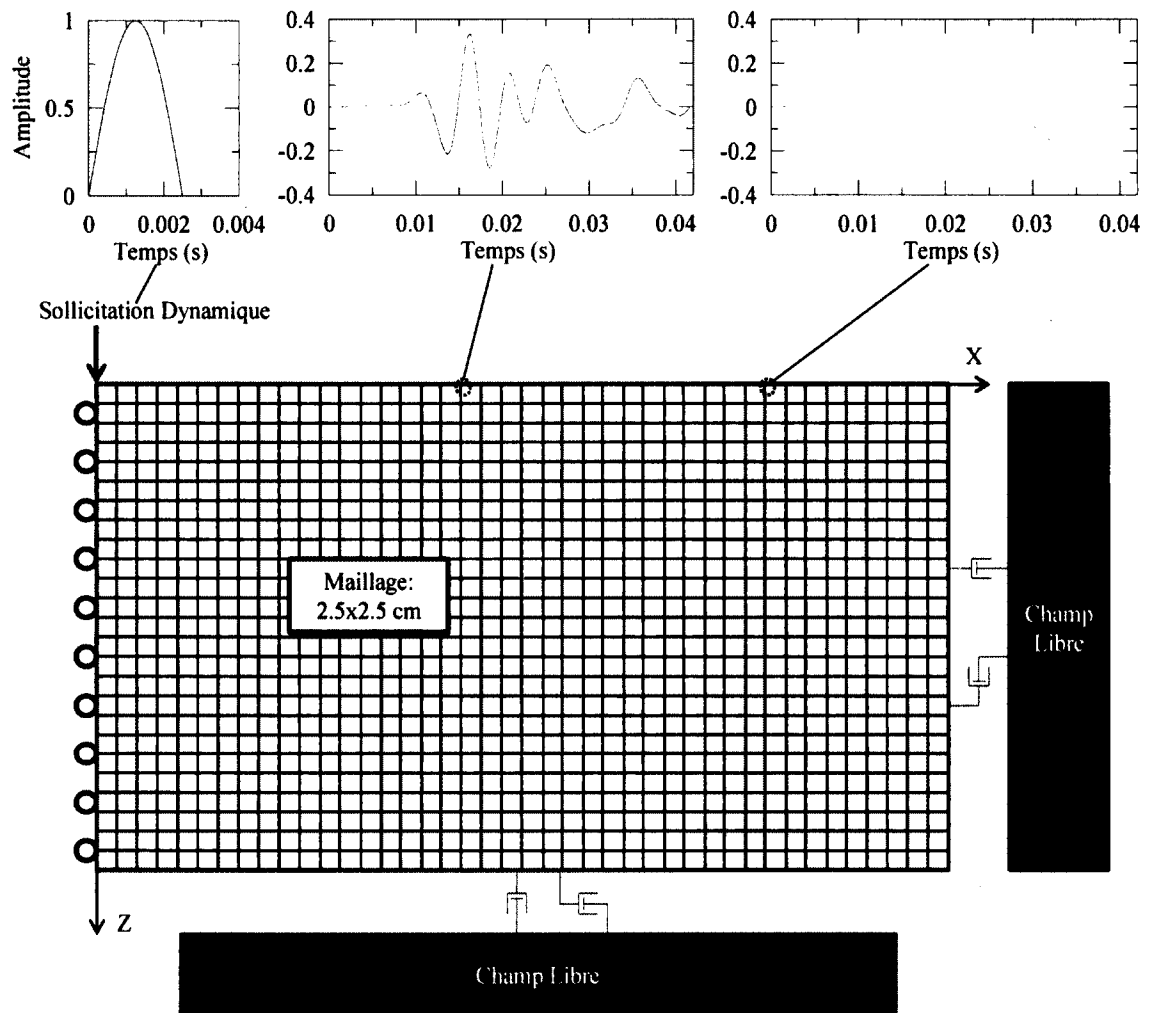


Figure 17 - Exemple des conditions d'un modèle créé par FLAC6

Puisqu'il n'est pas possible de créer un modèle aux dimensions infinies, il est nécessaire de créer des frontières représentatives de la réalité. Ainsi, les frontières se trouvant à droite et en bas du modèle sont des frontières absorbantes (quiet boundary) ce qui permet d'éviter la réflexion des ondes sur ces dernières tout en permettant le mouvement du maillage.

Afin de minimiser le nombre d'éléments de façon à réduire le temps de calcul, des modèles axisymétriques d'une certaine taille et avec un maillage de dimension fixe ont été utilisés. Alors que la profondeur totale (axe Z) du modèle est égale à la somme de la profondeur de toutes les couches, la longueur totale (axe X) du modèle est d'une taille fixe de 8 m ce qui est une distance suffisante pour minimiser la réflexion d'ondes à la frontière du modèle. Le

nombre d'éléments total présent dans le maillage dépend de la taille du modèle ainsi que de la taille de chacun de ces éléments. Comme le montre la Figure 17, la taille de chaque élément du maillage est de 2.5x2.5 cm.

La prochaine étape consiste à générer une sollicitation dynamique similaire à celle produite lors des essais sur le terrain, c'est-à-dire par un coup de marteau sur une plaque d'acier placée à la surface du sol. Pour ce faire, une impulsion est générée à l'axe de symétrie du modèle (en haut à gauche du modèle de la Figure 17). Cette impulsion a la forme suivante:

$$I = A \sin(\omega t - \varphi) \text{ pour } t < 1/2f \quad (3.2)$$

Où : A = amplitude de l'onde

$\omega = 2\pi f$ = fréquence angulaire (rad/s)

t = temps (s)

f = fréquence (Hz)

φ = phase (rad)

Cette impulsion, générée au début de chaque simulation, permet de produire des ondes de choc se propageant à travers le modèle. Un paramètre important à considérer dans cette équation est le temps de l'impact. En effet, un impact de courte durée permet d'exciter le sol sur une bande de fréquences plus large et cela est un paramètre qui peut facilement être modifié lors de tests sur des sites d'essais.

Afin de simuler le comportement dynamique d'un profil de sol à la suite de l'impact, FLAC6 nécessite que l'utilisateur définisse les propriétés suivantes de chacun des matériaux:

- 1) Module de cisaillement
- 2) Module de compression
- 3) Densité

La valeur donnée à ces paramètres affectera donc grandement l'amplitude des déformations subies par le modèle en réponse à la charge dynamique.

Lorsqu'elle se propage dans un milieu donné, l'énergie contenue dans les ondes élastiques diminue au fur et à mesure qu'elles s'éloignent de la source. Afin de reproduire ce comportement lors des simulations, un amortissement de type Rayleigh est utilisé. Ce type d'amortissement est composé de deux éléments visqueux proportionnels à la masse et la rigidité du modèle comme le montre l'équation 3.1.

$$[C] = \xi_{\min} \omega_{\min} [M] + \frac{\xi_{\min}}{\omega_{\min}} [K] \quad (3.1)$$

Où: $[M]$ = Représente la matrice de masse

$[K]$ = Représente la matrice de rigidité

ξ_{\min} = Le taux d'amortissement minimum à la fréquence ω_{\min}

ω_{\min} = Fréquence angulaire (rad/s)

3.2 Propagation des ondes sismiques élastiques dans le sol

Afin mieux comprendre comment se propage les ondes sismiques élastiques dans le sol, il est possible avec le logiciel FLAC6 de produire un champ vectoriel représentant la vitesse et la direction de ces ondes lorsqu'elles passent à travers le maillage du modèle. Cette représentation permet de suivre leur propagation dans le modèle et ainsi de mieux comprendre comment la présence d'une dalle de béton peut affecter ce phénomène (Figure 18).

La Figure 18 montre que la présence de la dalle de béton a un impact sur la propagation des ondes élastiques. En effet, dû à sa rigidité par rapport au sol, la dalle de béton vient limiter la zone de propagation des ondes à la zone se trouvant entre la surface du sol et la dalle de béton. L'image au bas de la Figure 18 montre aussi que la présence d'irrégularités à la surface de la dalle de béton vient affecter la propagation des ondes sismiques élastiques dans le modèle.

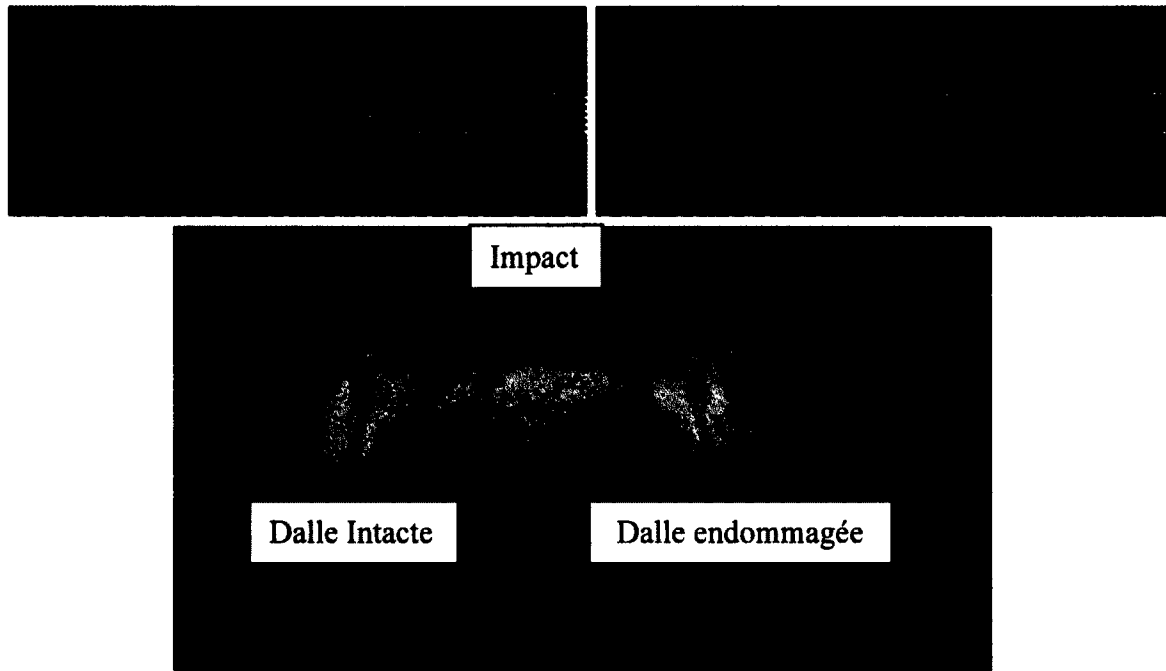


Figure 18 - Champs vectoriels de la vitesse des ondes sismiques élastiques sous la surface du sol en présence d'une dalle de béton. Les pointillés gris représentent l'endroit où se trouve le positionnement de la dalle de béton.

CHAPITRE 4

PRÉSENTATION DES MODÈLES NUMÉRIQUES

Ce chapitre présente les 4 premiers modèles réalisés à l'aide de FLAC6. Bien que plusieurs autres modèles ont été construits par la suite, les résultats obtenus lors des simulations réalisés à l'aide des modèles 1 à 4 sont tout à fait représentatifs de tous les autres modèles. Ce chapitre ne présentera donc que les résultats obtenus avec ces 4 modèles.

4.1 Modèle 1

La première étape des simulations numériques consiste à créer un modèle simple comprenant seulement une dalle de béton intacte enfouie sous une couche de sol homogène étant recouverte d'un pavage. Les propriétés importantes de chacun des matériaux compris dans ce modèle sont présentées dans la Table 1. La configuration géométrique de ce modèle est quant à elle présentée dans la Figure 19.

Table 1 - Propriétés des différents matériaux du modèle 1

	Module de Cisaillement (Pa)	Module de Compression (Pa)	Densité (g/cm ³)
Béton	4×10^{10}	5×10^{10}	2100
Sol	1.07×10^7	2.32×10^7	1800
Pavage	1.00×10^9	1×10^7	2000

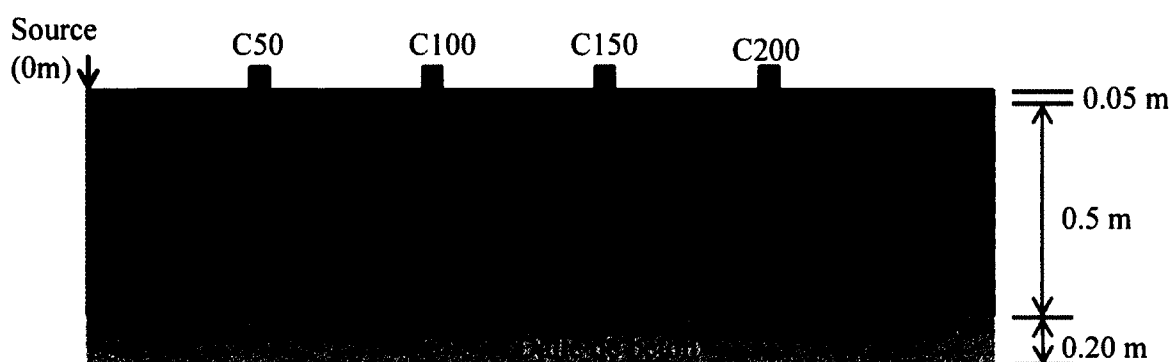


Figure 19 - Configuration géométrique du modèle 1

4.2 Modèle 2

La deuxième étape des simulations numériques consiste à créer un modèle contenant une dalle de béton endommagée sur une partie de sa surface. Celle-ci étant encore une fois enfouie sous une couche de sol homogène étant recouverte d'un pavage. Les propriétés importantes de chacun des matériaux compris dans ce modèle sont présentées dans la Table 2. La configuration géométrique du modèle 2 est quant à elle présentée dans la Figure 20.

Table 2 - Propriétés des différents matériaux du modèle 2

	Module de Cisaillement (Pa)	Module de Compression (Pa)	Densité (g/cm ³)
Béton	4×10^{10}	5×10^{10}	2100
Béton endommagé	4.05×10^7	8.80×10^7	1800
Sol	1.07×10^7	2.32×10^7	1800
Pavage	1.00×10^9	1×10^7	2000

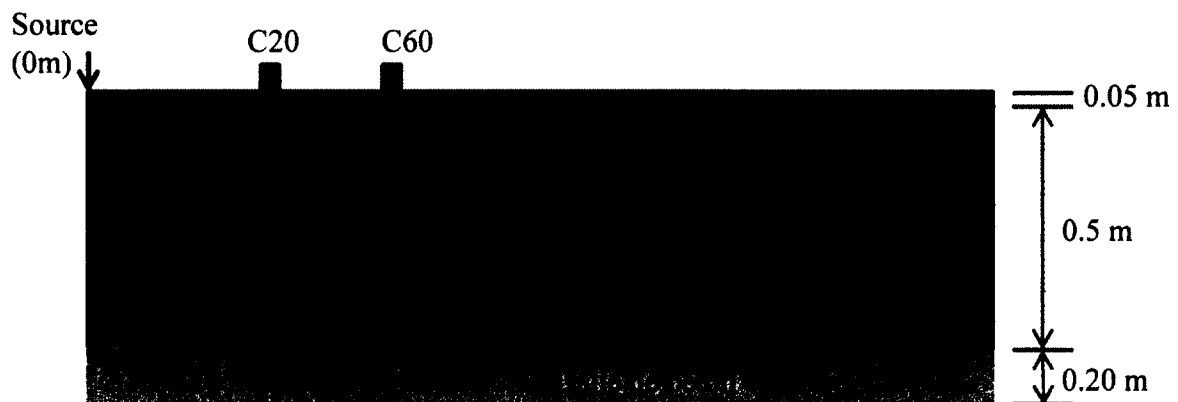


Figure 20 - Configuration géométrique du modèle 2

4.3 Modèle représentatif des puits d'accès

Deux autres modèles plus représentatifs des conditions qui seront rencontrées lors des essais sur le terrain ont aussi été modélisés. Ces deux modèles ont la même taille et sont composés d'une structure de béton similaire aux puits d'accès d'Hydro-Québec. Ces modèles possèdent les caractéristiques suivantes:

- 1) La structure de béton est recouverte d'une couche de sol de 0.5 mètre.
- 2) La surface du sol est recouverte d'un pavage de 5 cm d'épaisseur.

- 3) Les dimensions de chaque modèle sont de 12 mètres de longueur et d'une profondeur variant entre 0.7 et 1.4 mètre.

4.3.1 Modèle 3

Le troisième modèle réalisé à l'aide de FLAC6 est composé de 4 éléments différents comme le montre la Table 3. Tout comme pour les modèles 1 et 2, la dalle de béton formant le toit de la structure se trouve enfouie sous une couche de sol recouverte d'un pavage. Cependant, cette dalle fait maintenant partie d'une structure de béton semblable aux puits d'accès d'Hydro-Québec. La configuration géométrique de ce modèle est quant à elle présentée dans la Figure 21.

Table 3 - Propriétés des différents matériaux du modèle 3

	Module de Cisaillement (Pa)	Module de Compression (Pa)	Densité (g/cm ³)
Béton	4×10^{10}	5×10^{10}	2100
Sol	1.07×10^7	2.32×10^7	1800
Pavage	1.00×10^9	1×10^7	2000
Vide	1	1	1

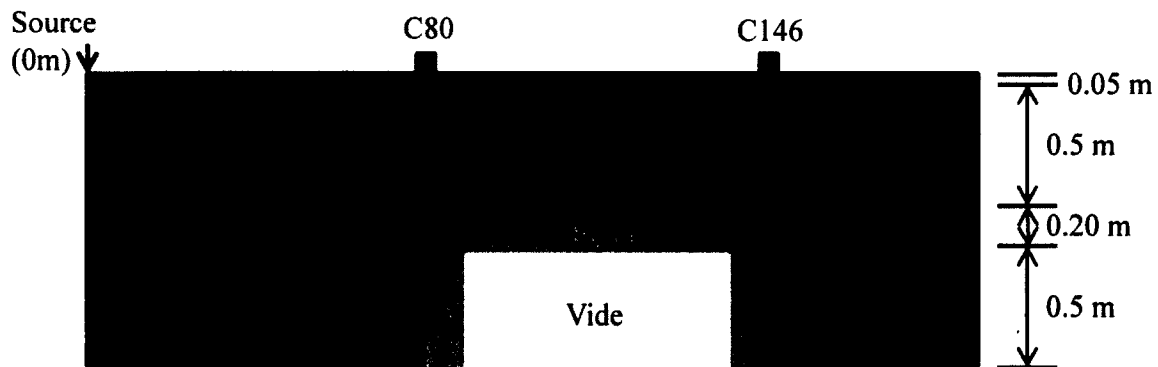


Figure 21 - Configuration géométrique du modèle 3

4.3.2 Modèle 4

Le quatrième modèle est composé de 5 éléments différents comme le montre la Table 4. Ce modèle possède la même configuration que le modèle 3 mais est cette fois composé d'une dalle endommagée. La configuration géométrique de ce modèle est quant à elle présentée dans la Figure 22.

Table 4 - Propriétés des différents matériaux du modèle 4

	Module de Cisaillement (Pa)	Module de Compression (Pa)	Densité (g/cm ³)
Béton	4×10^{10}	5×10^{10}	2100
Béton endommagé	4.05×10^7	8.80×10^7	1800
Sol	1.07×10^7	2.32×10^7	1800
Pavage	1.00×10^9	1×10^7	2000
Vide	1	1	1

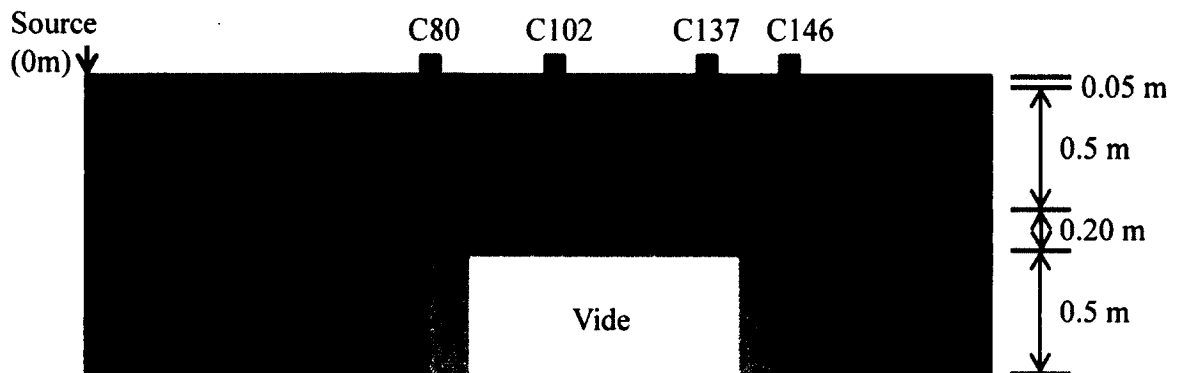


Figure 22 - Configuration géométrique du modèle 4

CHAPITRE 5

PROCÉDURE D'ANALYSE PRÉLIMINAIRE

Les résultats obtenus à l'aide de FLAC6 peuvent être représentés graphiquement comme le montre la Figure 17. Cette figure montre que la réponse du modèle à la suite de la sollicitation dynamique de courte durée imposée à la surface du modèle varie en fonction du temps et de la distance depuis la source d'impact. Parmi les différents paramètres calculés par FLAC6 lors des simulations, seule l'accélération verticale du sol, mesurée à la surface du modèle, sera prise en compte lors de l'analyse. En effet, il est aussi possible de mesurer plusieurs autres paramètres tels que l'accélération horizontale du sol. Cependant, la raison principale pour laquelle seulement l'accélération verticale est considérée lors de l'analyse est que c'est ce paramètre qui est mesuré lors des essais sur le terrain. En effet, lors de ces essais, les capteurs (accéléromètres) utilisés sont conçus spécifiquement pour ne mesurer que les mouvements verticaux. Comme le montre la Figure 17, bien qu'il soit possible d'observer visuellement la variation de l'accélération verticale du sol en fonction du temps, il est cependant nécessaire

d'utiliser certaines méthodes de traitement de signaux afin d'avoir accès à une partie de l'information contenue dans ces signaux. En effet, plusieurs phénomènes peuvent contribuer à faire varier cette accélération et c'est en les isolants qu'il sera possible de caractériser le milieu souterrain.

L'analyse des résultats obtenus à l'aide du logiciel FLAC6 se fera par étape de façon à s'assurer de la validité des conclusions tirées à la suite de chaque étape. Chacune de ces étapes mène à l'obtention d'un profil représentatif de l'état de la dalle de béton contenue dans le modèle analysé. Puisque ces étapes sont indépendantes les unes des autres, la concordance des profils obtenus à la suite de chacune d'elles permettra d'établir des conclusions quant à l'état des dalles de béton.

5.1 Méthode 1 : Analyse de l'énergie dans le domaine fréquentiel

La première analyse réalisée à l'aide des signaux obtenus lors des simulations numériques est celle visant à connaître leur contenu fréquentiel (analyse spectrale). Le contenu fréquentiel de chaque signal représente l'énergie que renferme chacune des fréquences contenues dans ce signal. Il peut être obtenu à l'aide de la transformée de Fourier discrète (dans ce cas de la FFT, Annexe B). Lorsque les ondes élastiques se déplacent à travers un milieu hétérogène, leur énergie n'est pas toujours localisée autour de la même bande de fréquences. Leur énergie, à diverses fréquences, varie plutôt en fonction des propriétés du milieu qu'elles traversent. Ces informations peuvent donc être utilisées afin de vérifier dans quelle mesure la présence d'un objet avec une rigidité élevée par rapport à la couche de sol, affecte l'énergie de propagation des ondes élastiques.

Afin de mieux visualiser le spectre de chaque signal, une carte de contours montrant l'énergie de chacune des fréquences variant en fonction de la position des accéléromètres est produite pour chacun des modèles. Lors de l'analyse de la carte de contours, une attention particulière doit être portée aux ondes de basses fréquences puisque ce sont celles qui risquent le plus de contenir de l'information à propos des dalles de béton. Ceci est relié au fait que les ondes ayant une longueur d'onde supérieure ou égale à la profondeur de la dalle de béton se retrouvent à de basses fréquences.

5.2 Méthode 2 : Analyse de la vitesse de propagation de l'énergie (vitesse de groupe)

La première étape de l'analyse visait à localiser où, dans le domaine fréquentiel se trouve la majeure partie de l'énergie des signaux. Dans la deuxième étape de l'analyse, l'objectif est maintenant de trouver à quelle vitesse cette énergie se propage à travers le sol. Cette vitesse de propagation est appelée la vitesse de groupe et variera en fonction des propriétés des matériaux contenues dans le modèle. Son calcul vise donc à trouver comment elle peut être liée à l'état de dégradation d'une structure en béton souterraine. Puisque la majorité de l'énergie contenue dans les signaux enregistrés provient des ondes de Rayleigh, cette vitesse de groupe est en réalité la vitesse de groupe des ondes de Rayleigh. Étant donné que les ondes de Rayleigh sont dispersives, la vitesse de groupe calculée à des fréquences différentes peut varier en fonction des propriétés du profil souterrain. Cela signifie donc que c'est seulement sur une certaine plage de fréquences que la vitesse de groupe sera affectée par les propriétés de la dalle de béton. Cependant, les cartes de contours obtenues dans la première étape de l'analyse permettent une bonne estimation des fréquences qui sont susceptibles de contenir des informations sur l'état de dégradation de la dalle de béton. Aussi, puisque les ondes basses fréquences pénètrent plus profondément dans le sol, ces fréquences sont plus susceptibles d'être affectées par les propriétés de la couche de béton. Une autre manière d'évaluer sur quelle bande de fréquences sera la vitesse de groupe affectée par la dalle de béton consiste à utiliser la relation qui relie la longueur d'onde (λ) à la fréquence (f) à l'aide de la vitesse de propagation (V) des ondes de Rayleigh :

$$\lambda = \frac{V}{f} \quad (5.1)$$

De cette façon, il est possible d'estimer que pour un sol ayant une vitesse de propagation des ondes de Rayleigh de 300 m/s, et une dalle située à 1 mètre de profondeur, les fréquences de plus de 300 Hz ne permettront pas de caractériser la dalle.

Une manière de déterminer le temps d'arrivée exacte de l'énergie aux différents récepteurs (pour ensuite calculer la vitesse de groupe) consiste à utiliser la technique du filtre multiple

décrite par Dziewonski et coll. (1969). Cette technique a été développée pour analyser les signaux transitoires complexes enregistrés par un sismographe. Avec cette technique, un filtre passe-bande numérique est utilisé pour isoler une bande de fréquences étroite centrée sur une fréquence donnée. Le temps d'arrivée de groupe est alors déterminé en observant l'enveloppe de cette bande de fréquences dans le domaine temporel. Le moment où cette l'enveloppe atteint un maximum correspondant au temps d'arrivée de groupe. Bien que cette technique se soit avérée efficace pour les fréquences supérieures à 20 à 25 Hz (Karray et Lefebvre, 2009), elle ne possède cependant pas la résolution requise afin de permettre l'obtention de résultats précis à des fréquences inférieures à 20-25 Hz particulièrement lorsque de nombreux modes de propagations sont présents dans le même signal. Par conséquent, une autre technique développée par Karray (2008) a été utilisée pour déterminer la vitesse de groupe. L'approche utilisée dans cette nouvelle technique consiste à déterminer le temps d'arrivée du groupe (t_{gr}) d'une fréquence donnée (f_i) en utilisant la relation suivante:

$$t_{gr} = \frac{\delta\theta}{\delta\omega}$$

Où $\delta\theta$ et $\delta\omega$ sont respectivement la différence de phase et de fréquence angulaire sur un intervalle défini entre $f - \Delta f$ et $f + \Delta f$. Lorsqu'une fenêtre temporelle mobile centrée à un temps t_i est appliquée à un signal donné, le t_{gr} correspondant peut être calculé. Lorsque les valeurs de t_{gr} et t_i sont les mêmes, cela signifie qu'il ya un groupe d'ondes à une fréquence (f_i) arrivant à ce moment.

5.3 Méthode 3 : Analyse de la réfraction des ondes élastiques

Les tests de réfractions sismiques des ondes élastiques consistent à repérer le moment où le premier signal arrive à chacun des accéléromètres. Cela permet d'identifier la profondeur de la dalle de béton, des anomalies dans la topographie de sa surface ainsi que la vitesse de certaines ondes (réfractées et directes). Dans le cas des dalles de béton d'Hydro-Québec, l'importante différence entre la rigidité de la dalle de béton et le sol fait en sorte que l'angle critique aura une valeur très faible. Cela permet donc d'affirmer que les ondes sismiques élastiques réfractées vers la surface à une vitesse V_l auront une distance minimum (mais près)

de 2 fois la profondeur de la dalle de béton ($2H$) avant de parvenir à la surface. Il est donc normal que les ondes de surface, voyageant aussi à la vitesse V_l , soient les premières enregistrées par les accéléromètres placés à une distance de moins de $2H$ de la source. Cette distance est appelée le *crossover* (Figure 23). Le point critique correspond quant à lui à la distance/temps minimum entre la source et l'endroit où les premières ondes réfractées atteindront la surface. Puisque ce sont les ondes de surface qui parviennent en premier aux accéléromètres jusqu'aux *crossover*, la partie pointillée de la droite des ondes réfractées n'apparaît pas dans les résultats. Il est aussi possible de connaître la vitesse de propagation des ondes sismiques en calculant la pente des droites.

La Figure 23 permet de constater plusieurs éléments importants :

- 1) Lorsque le modèle est composé d'une dalle intacte (peu importe sa profondeur), la courbe est composée de deux droites chacune avec une pente de $1/V_{(1,2)}$.
- 2) Lorsque le modèle est composé d'une dalle endommagée, des discontinuités apparaissent dans la courbe des ondes réfractées. L'emplacement de ces irrégularités par rapport à l'axe de distance permet de localiser de façon précise l'emplacement des discontinuités de la surface de la dalle béton.
- 3) Il est possible de déterminer la profondeur de la dalle de béton à l'aide de la distance entre le *crossover* et la source. Cette distance est au minimum de deux fois la profondeur de la dalle de béton lorsque la source d'impact se trouve directement au-dessus de la dalle.

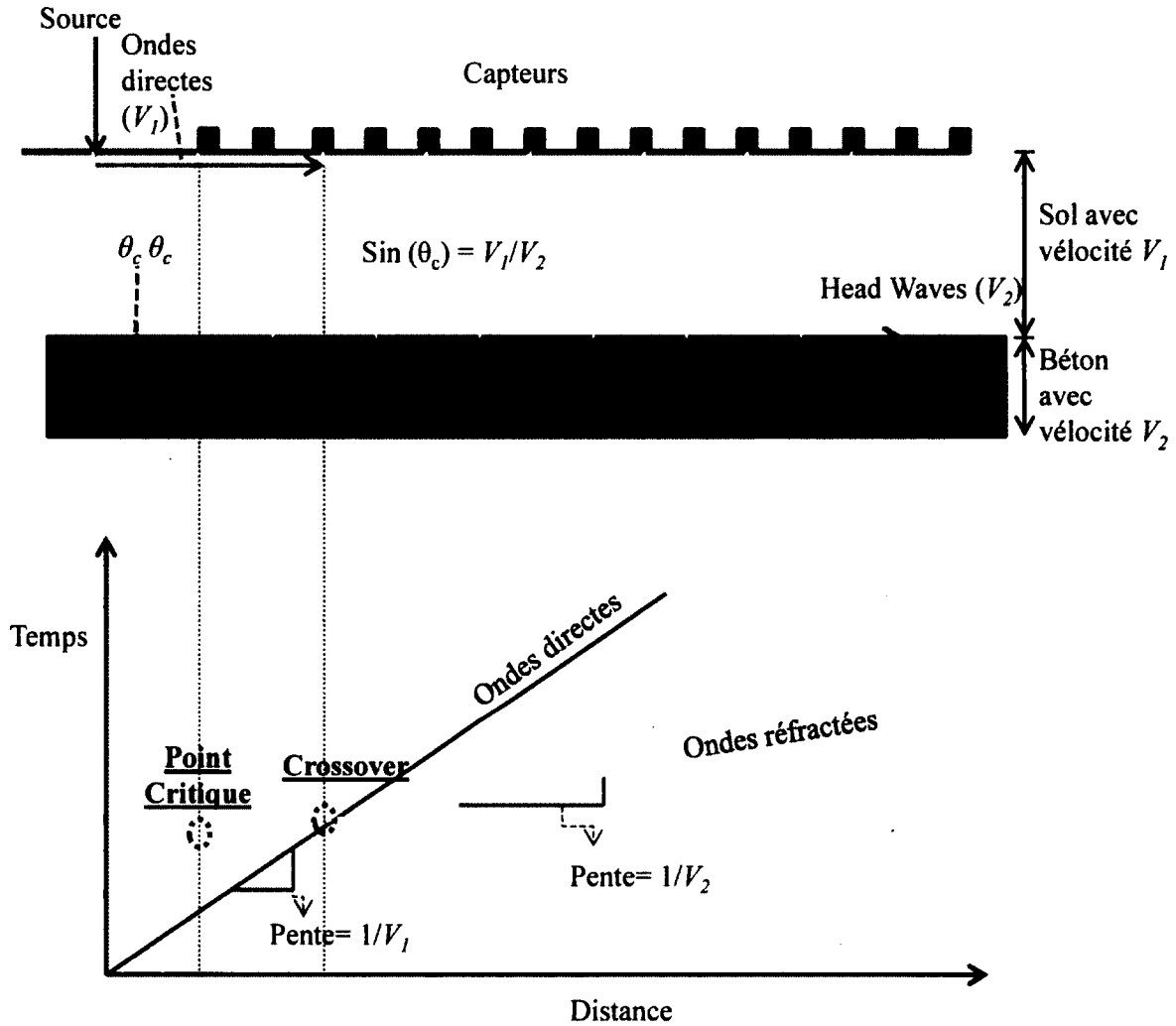


Figure 23 - Analyse de réfraction sismique

CHAPITRE 6

RÉSULTATS DES SIMULATIONS NUMÉRIQUES

Le chapitre 6 présente les résultats des différentes analyses effectuées en utilisant les signaux recueillis à l'aide des simulations numériques. Les résultats sont présentés pour chacun des 4 modèles présentés au chapitre 4.

6.1 Modèle 1

L'analyse se fait en utilisant successivement les 3 méthodes décrites au chapitre 5. La carte de contours du contenu fréquentiel (spectre) des signaux enregistrés lors des simulations réalisées avec le modèle 1 est présentée dans la Figure 24.

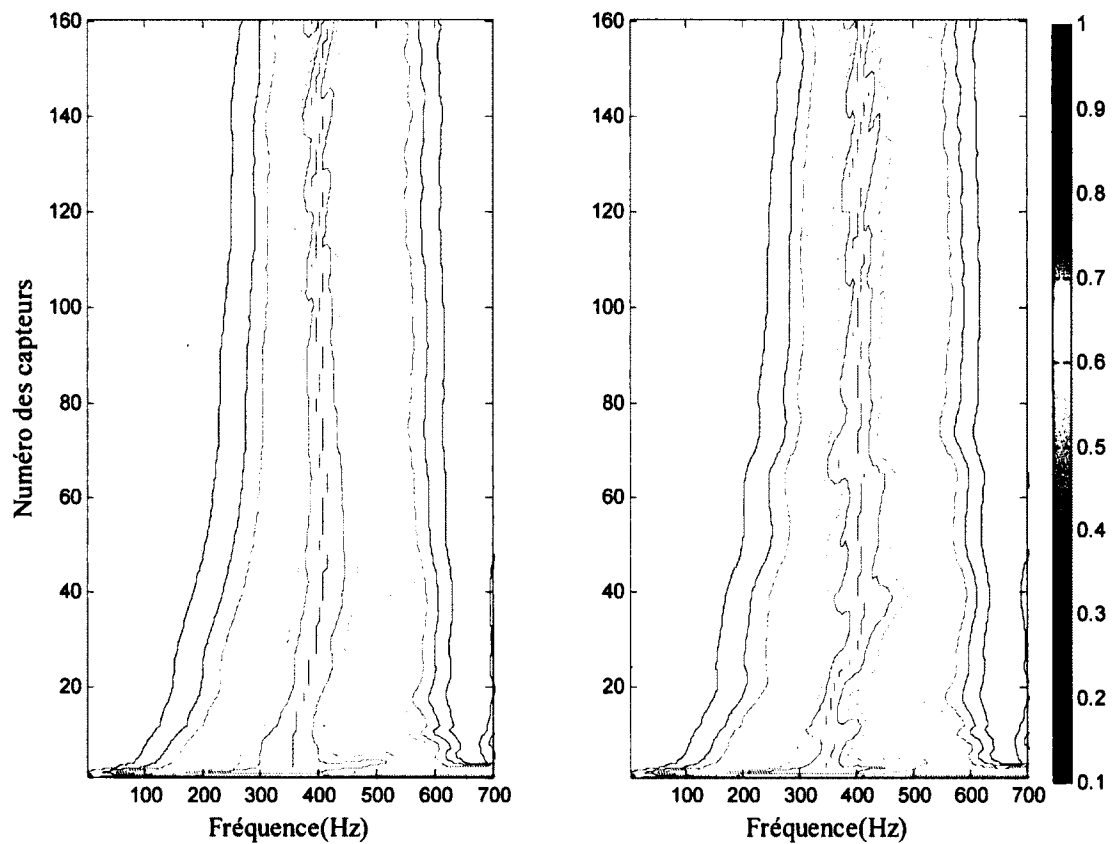


Figure 24 - À gauche : Contenu fréquentiel du modèle 1. À droite : Contenu fréquentiel du modèle 2.

Comme il est possible de constater à l'aide de la Figure 24, le contenu fréquentiel ne varie que très peu lorsque la surface du modèle est soumise à une sollicitation dynamique. Cette constance semble donc indiquer qu'il existe peu de variations dans le profil souterrain.

Les profils obtenus à l'aide de l'analyse de la vitesse de groupe des modèles 1 et 2 se trouvent dans la Figure 25.

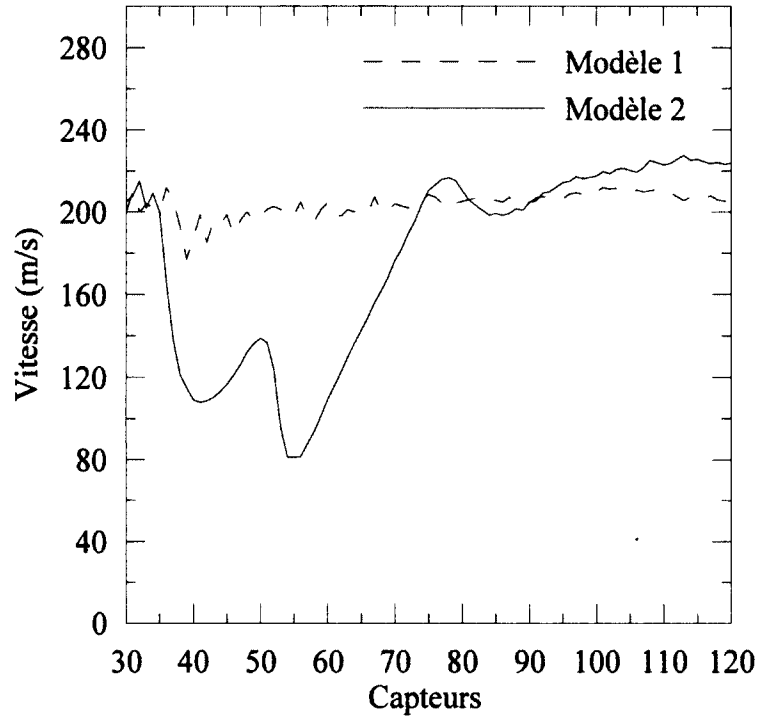


Figure 25 - Profil de la vitesse de groupe des modèles 1 et 2

Cette figure montre que le profil du modèle 1 est constant entre les capteurs 30 et 120. Bien qu'il existe certaines irrégularités au début du profil, il est normal que les ondes de surface prennent un certain temps/distance avant de se former [Lin et coll., 2004]. Ce temps de formation peut donc entraîner une certaine variation dans la vitesse de groupe calculée à l'aide de capteurs situés près de la source dynamique. Néanmoins, la constance du profil du modèle 1 semble indiquer la présence d'une dalle de béton intacte dans ce modèle.

Les résultats du test de réfraction sismique des modèles 1 et 2 sont présentés dans la Figure 26.

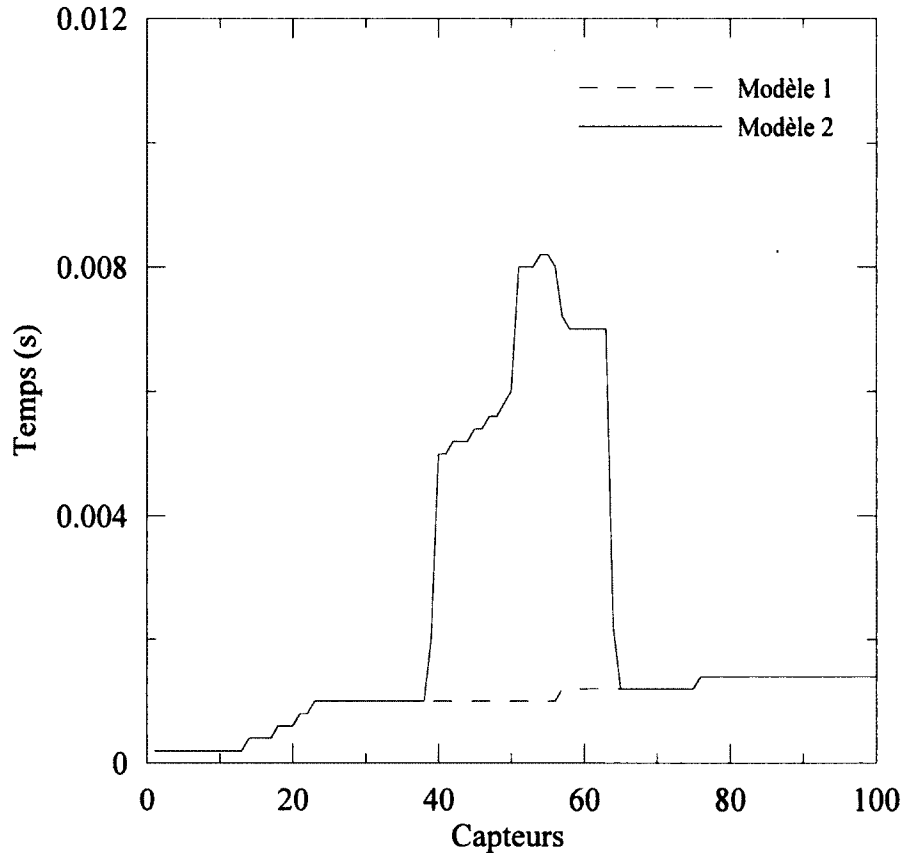


Figure 26 - Résultat du test de réfraction sismique sur les modèles 1 et 2.

La Figure 26 permet d'estimer la profondeur de la dalle de béton ainsi que d'évaluer l'état de sa surface. En effet, il est possible d'identifier que le *crossover* se trouve au capteur 23 donc à un peu plus de 1.15 m de la source indiquant ainsi que la dalle de béton se trouve à une profondeur d'environ 0.55 m. Il est aussi possible de constater que la dalle de béton est intacte puisque le profil du temps d'arriver des ondes réfractées est constant après le *crossover*.

6.2 Modèle 2

Cette section permet d'interpréter les profils obtenus à partir de l'analyse des résultats obtenus lors des simulations numériques réalisées avec le modèle 2. L'analyse se fait en 3 étapes successives décrites dans le chapitre 5. Premièrement, la carte de contours du contenu fréquentiel (spectre) des signaux enregistrés lors des simulations réalisées avec le modèle 2 est présentée à la Figure 24. Contrairement aux contours du modèle 1, ceux du modèle 2 montrent

que le contenu fréquentiel varie d'un capteur à un autre à la suite de la sollicitation dynamique. Cette différence entre les contours des 2 modèles est particulièrement observable entre les capteurs 40 et 60 ce qui correspond aussi à l'intervalle où se trouvent les discontinuités dans la couche de béton du modèle 2.

Deuxièmement, puisque la Figure 25 montre les profils de la vitesse de groupe des modèles 1 et 2, il est facile de remarquer en comparant ces 2 profils que celui du modèle 2 comporte d'importantes variations entre les capteurs 37 et 75. Cette importante diminution de la vitesse de groupe, qui passe de 200 à moins de 100 m/s, entre ces capteurs peut être expliquée par le remplacement d'une partie de la couche de béton par une couche de sol ayant une rigidité plus faible que le béton. En effet, lorsque les ondes de Rayleigh entrent en contact avec cette nouvelle couche de sol, leur propagation s'en trouve affectée si bien que leur vitesse dépend tout à coup davantage des propriétés du sol que de ceux du béton expliquant cette rapide perte de vitesse au début de la discontinuité. Par la suite, lorsque l'épaisseur de la couche de béton augmente de nouveau près du capteur 60, l'onde de Rayleigh accélère rapidement jusqu'à reprendre une valeur près de 200 m/s. Ce phénomène reflète bien les propriétés dispersives du mode fondamental des ondes de Rayleigh qui n'est affecté que par les propriétés des matériaux se trouvant à une profondeur inférieure à une longueur d'onde.

Finalement, la Figure 26 permet de comparer les profils recueillis à l'aide de la méthode de réfraction sismique. Tout comme avec le profil du modèle 1, celui du modèle 2 permet d'identifier que le *crossover* se trouve au capteur 23 donc à un peu plus de 1.15 m de la source indiquant ainsi que la dalle de béton se trouve à une profondeur d'environ 0.55 m. Cependant, contrairement au profil du modèle 1, celui du modèle 2 permet de confirmer qu'il existe une discontinuité dans la dalle de béton entre les capteurs 40 et 60 comme l'indique la présence d'un 'pic' entre ces capteurs.

6.3 Conclusions de l'analyse des modèles 1 et 2.

En comparant les profils des modèles 1 et 2 obtenus lors de l'analyse des signaux, il est possible de constater que l'état de la surface de la couche de béton de chaque modèle influence la forme de ces profils. En effet, la constance des profils du modèle 1 par rapport à ceux du modèle 2 indique clairement que la présence d'irrégularités à la surface de la couche de béton

influence grandement la propagation des ondes sismiques élastiques. Il est aussi possible, à l'aide des profils recueillis, d'estimer le positionnement de la discontinuité présente à la surface du modèle 2.

6.4 Modèle 3

Cette partie du rapport présente les conclusions tirées à partir de l'analyse des résultats obtenus lors des simulations numériques réalisées avec le modèle 3. L'analyse se fait en utilisant successivement les 3 méthodes décrites au chapitre 5. Premièrement, les cartes de contours du contenu fréquentiel (spectre) des signaux enregistrés lors des simulations réalisées avec le modèle 3 et le modèle 4 sont présentées dans la Figure 27.

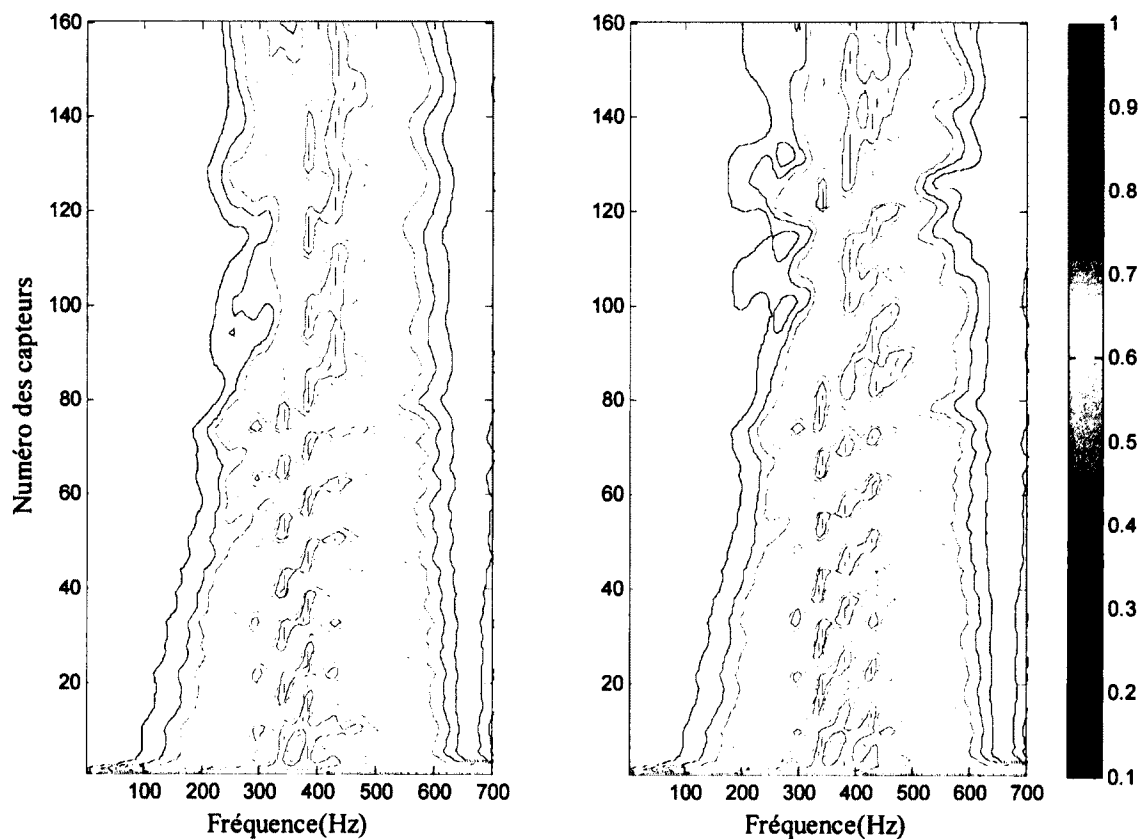


Figure 27 - À gauche : Contenu fréquentiel du modèle 3. À droite : Contenu fréquentiel du modèle 4.

Il est possible, à l'aide du profil du modèle 3 à gauche de la Figure 27, de remarquer un changement important dans le spectre entre les capteurs 80 et 145. Cette différence, qui correspond à l'emplacement de la structure de béton, tend à montrer que sa présence influence grandement la propagation des ondes élastiques dans le sol.

Deuxièmement, le profil de la vitesse de groupe du modèle 3 est présenté dans la Figure 28. La forme de ce profil peut être reliée au positionnement de la structure de béton de la façon suivante. En atteignant la structure de béton près du capteur 80, la vitesse du groupe d'onde augmente rapidement puis se stabilise ensuite autour d'une valeur près de 350 m/s. Par la suite, la vitesse de groupe augmente de façon relativement constante lorsque l'onde élastique se trouve entre le pavage et la surface de la couche de béton. C'est finalement en atteignant la fin de la structure de béton près du capteur 146 que la vitesse de groupe commence à diminuer. Ces résultats montrent donc que la présence d'une structure de béton entre les capteurs 80 et 146 influence la propagation des ondes élastiques. Cependant, la présence d'une discontinuité dans le profil entre les capteurs 100 et 110 montre que le groupe d'onde peut avoir tendance à changer de mode de propagation même lorsqu'il se trouve restreint entre la structure et le pavage. Bien qu'il soit difficile d'identifier la cause exacte de cette discontinuité, c'est en comparant ce profil avec celui de la structure endommagée (modèle 4)

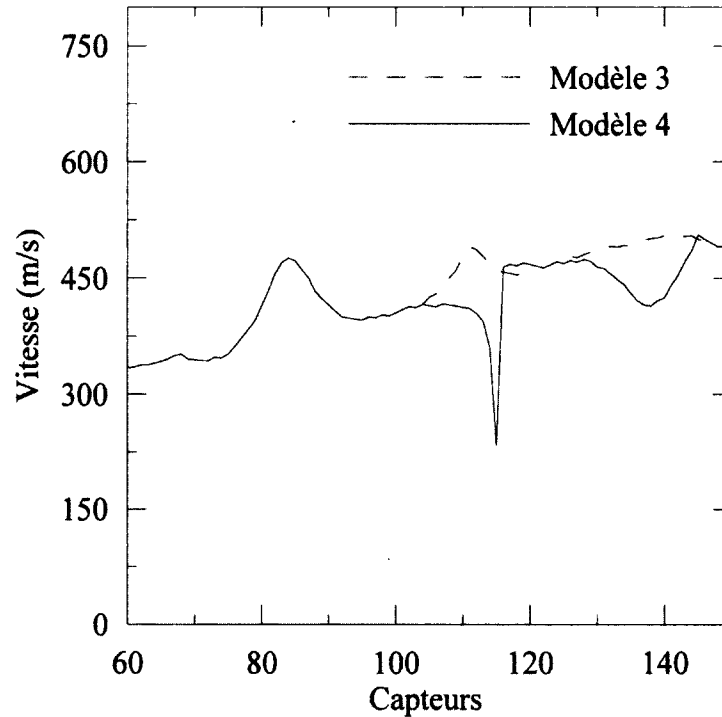


Figure 28 - Profils de la vitesse de groupe des modèles 3 et 4.

qu'il sera possible de conclure s'il est tout de même possible de noter une différence significative entre les 2 profils.

Finalement, la Figure 29 permet de comparer les profils des modèles 3 et 4 obtenus à l'aide de la méthode de réfraction sismique. Le profil du modèle 3 permet de connaître la profondeur de la dalle de béton ainsi que d'évaluer l'état de sa surface. En effet, il est possible d'identifier que le *crossover* se trouve au capteur 104, soit à un peu plus de 2.6 m de la source. Cela indique donc que la dalle de béton se trouve à une profondeur d'environ 0.60 m sous la surface du sol (ce qui est très près de la valeur réelle de 0.55 m). Il est aussi possible de constater que la dalle de béton semble intacte puisque le profil de temps d'arrivée des ondes sismiques élastique est constant après le *crossover*.

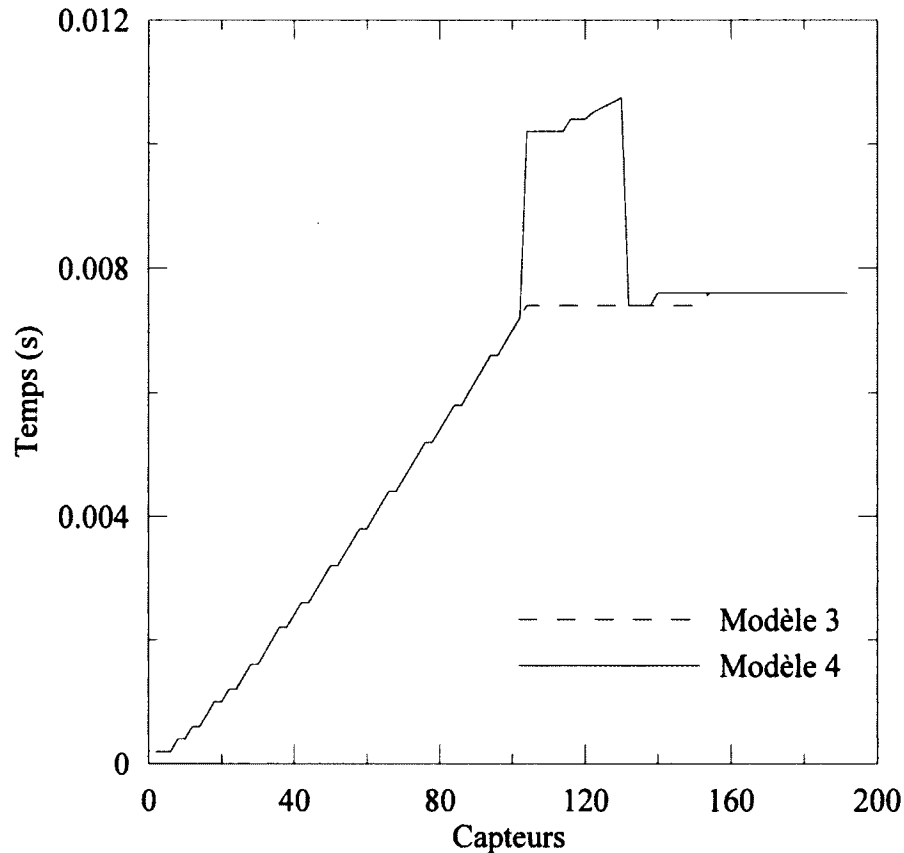


Figure 29 - Résultat du test de réfraction sismique sur les modèles 3 et 4.

6.4 Modèle 4

Cette partie du rapport présente les conclusions tirées à partir de l'analyse des résultats obtenus lors des simulations numériques réalisées avec le modèle 4. L'analyse se fait en utilisant successivement les 3 méthodes décrites au chapitre 5. Premièrement, la carte de contours du contenu fréquentiel (spectre) des signaux enregistrés lors des simulations réalisées avec le modèle 4 est présentée à droite de la Figure 29. Il est possible à l'aide de cette figure de remarquer un changement important dans la forme des contours entre les capteurs 80 et 146 tout comme cela fut le cas pour le modèle 3. Cependant, il est aussi possible de remarquer que le profil des contours du modèle 3 comporte de nombreuses différences avec ceux du modèle 4. Ces différences, qui se produisent près de l'emplacement où se trouve la discontinuité dans la dalle, tendent à montrer que sa présence influence la propagation des ondes élastiques dans le modèle.

Deuxièmement, puisque la Figure 28 montre les profils de la vitesse de groupe des modèles 3 et 4, il est facile de remarquer en comparant ces 2 profils que celui du modèle 4 n'est pas aussi constant que celui du modèle 3 entre les capteurs 80 et 146. En effet, les 2 profils sont identiques jusqu'au capteur numéro 102. Cependant, c'est à partir de ce capteur, qui correspond aussi à l'emplacement du début de la discontinuité dans la structure de béton, que la vitesse de groupe du profil 4 cesse d'augmenter. Par la suite, bien que la vitesse de groupe des 2 profils redevienne la même entre les capteurs 120 et 130, il est possible de remarquer une diminution de la vitesse de groupe du profil du modèle 4 entre les capteurs 130 et 136 suivis d'une augmentation de vitesse entre les capteurs 136 et 146. Cette augmentation de la vitesse de groupe entre les 136 et 146 correspond aussi respectivement à la fin de la discontinuité ainsi qu'à celle de la structure. Ces différences entre les 2 profils montrent que la présence de la discontinuité dans la structure du modèle 4 affecte la vitesse de groupe des ondes élastiques. En effet, il est normal que la vitesse de groupe diminue lorsque les ondes de Rayleigh d'une longueur d'onde supérieure à la profondeur de la structure atteignent la discontinuité dans la structure pour ensuite augmenter lorsqu'elle se termine. Cependant, l'augmentation de la vitesse de groupe dans la zone où se trouve la discontinuité (entre les capteurs 120 et 130) montre aussi que bien que la dalle de béton ait une épaisseur réduite dans cet intervalle, sa présence affecte néanmoins la vitesse de groupe des ondes de Rayleigh.

Finalement, la Figure 29 permet de comparer les profils des modèles 3 et 4 obtenus à l'aide de la méthode de réfraction sismique. Cependant le profil du modèle 4 ne permet pas cette fois de connaître la profondeur de la structure de béton. En effet, puisque l'onde réfractée n'arrive en premier aux capteurs qu'après le capteur 110 (et que c'est à cet endroit qu'apparaît la discontinuité dans la dalle), il est impossible d'établir avec précision la position du *crossover*. Cependant, la Figure 29 permet de détecter et de localiser l'anomalie présente à la surface de la structure de béton. Selon la Figure 29, cette anomalie se trouve entre les capteurs 110 et 140.

6.5 Conclusions de l'analyse des modèles 3 et 4.

La comparaison des différents profils des modèles 3 et 4 a permis de montrer que la présence d'une structure de béton semblable aux puits d'accès d'Hydro-Québec ainsi que sa condition

affectent la propagation des ondes sismiques élastiques de manière importante. L'analyse des différents profils recueillis a donc permis de non seulement établir le positionnement de la structure de béton, mais également d'établir des conclusions réalistes qu'en à son état de dégradation.

CHAPITRE 7

SITE EXPÉRIMENTAL DE L'IREQ

7.1 Introduction

Afin de tester l'efficacité sur de vrais structures du protocole d'inspection développé avec l'aide des simulations numériques, 6 puits d'accès furent bâtis puis enfouis sous le sol et recouverts d'une dalle de béton ou d'un pavage. Cette configuration a pour but de simuler la présence du pavage et du trottoir qui se retrouve à la surface de plusieurs puits d'accès situés dans les villes (Figure 3). Ces structures en béton ont donc les configurations suivantes :

- 1) Entre la surface du pavage et chaque structure se trouve une couche de sol d'une épaisseur inconnue;
- 2) Les structures intactes ont toutes une épaisseur de 0.25 m;

- 3) Parmi les 6 structures, 2 d'entre elles sont intactes (aucune variation de leur épaisseur) tandis que les 4 autres ont une épaisseur variable de façon à simuler un puits d'accès ayant comme toit une dalle de béton endommagée.

La topographie exacte des dalles de béton endommagées n'est connue que par Hydro-Québec. De cette façon, Hydro-Québec pourra comparer les résultats obtenus à l'aide de la méthode proposée avec l'état réel des dalles afin d'en vérifier la validité.

La deuxième étape de ce projet de recherche consiste donc à réaliser des essais réels afin de caractériser des structures en béton souterraines semblables aux puits d'accès d'Hydro-Québec. En effet, bien que la configuration exacte de ces structures n'est connue que par Hydro-Québec (IREQ), la dalle supérieure de chacune de ces structures a les mêmes dimensions que les puits d'accès d'Hydro-Québec et est reliée à la surface grâce à un trou d'homme de béton tout comme les puits d'accès (Figure 30).

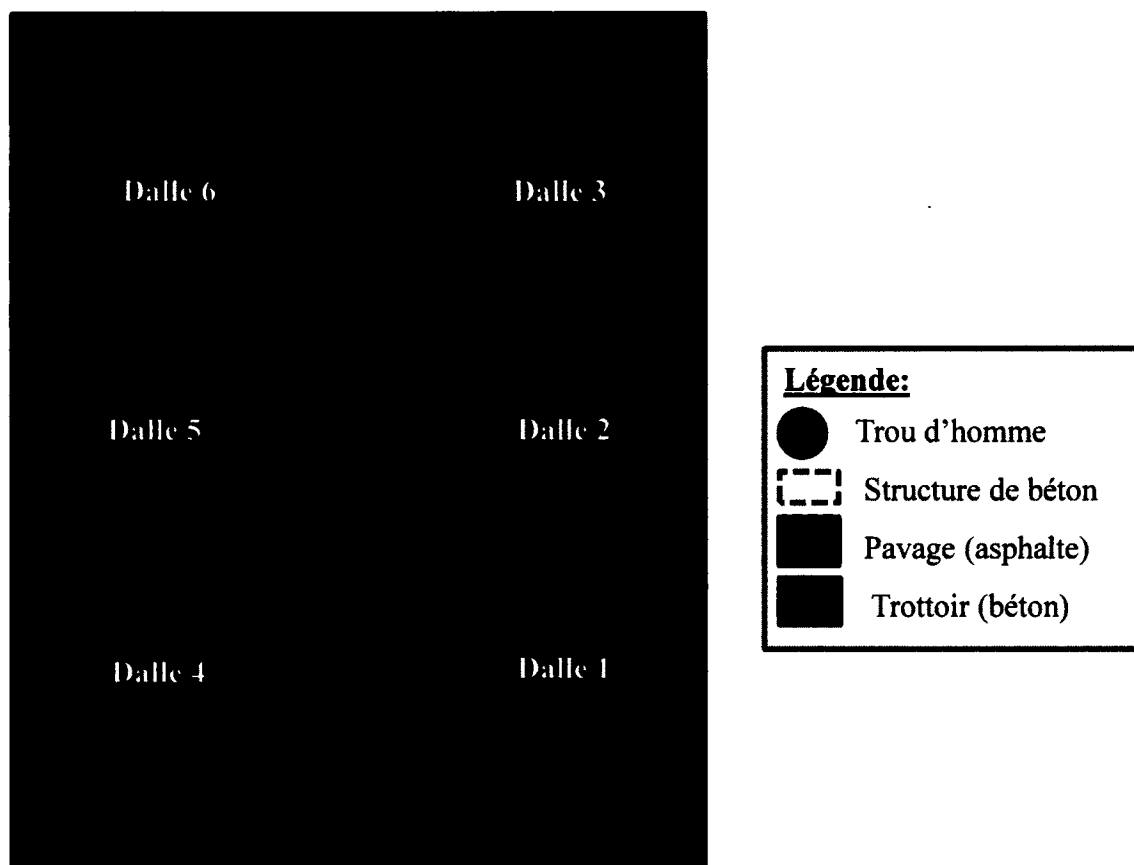


Figure 30 - Emplacement (vue des airs) des structures de béton de l'IREQ.

Les essais qui seront réalisés ont pour but de valider les résultats et les conclusions établies lors des simulations numériques; C'est-à-dire qu'il est possible de caractériser ces structures de béton depuis la surface du sol à l'aide de l'analyse de la propagation des ondes sismiques élastiques dans le sol.

7.2 Progression et configuration des essais sur le terrain

La Figure 32 renferme une photo prise lors des essais sur le site de l'IREQ. Cette photo montre l'équipement utilisé lors de ces essais.

- 1) Capteurs (accéléromètres): Ils sont placés le long d'un profil donné afin d'enregistrer la variation de l'accélération verticale du sol en fonction du temps. Ils sont reliés au système d'acquisition au moyen de différents câbles.
- 2) Déclencheur: Ce capteur est placé à une distance donnée de la source d'impact et il est utilisé afin de signaler aux autres capteurs le moment précis où commencer l'enregistrement.
- 3) Système d'acquisition: Il permet une analyse préliminaire des signaux en les convertissant du format analogique tel qu'enregistré par les capteurs vers un format numérique qui peut être traité par un ordinateur.
- 4) Source d'impact: Elle se compose d'une plaque métallique et d'un marteau qui sont utilisés afin d'introduire une certaine quantité d'énergie dans le sol.

Au cours des essais réalisés sur le terrain, 15 accéléromètres sont utilisés. 14 d'entre eux sont utilisés en tant que récepteur tandis que le quinzième est utilisé en tant que déclencheur. L'espacement entre chaque géophone est de 0.1 m. Plus cet espacement est court plus il sera facile de caractériser la dalle de béton avec précision. Puisque seulement 14 accéléromètres sont utilisés pour l'enregistrement des signaux, couvrant donc une distance totale de 1.3 m, il est nécessaire de déplacer ces accéléromètres (tout en gardant la source et le déclencheur au même endroit) afin de couvrir tout le profil désiré (Figure 31).

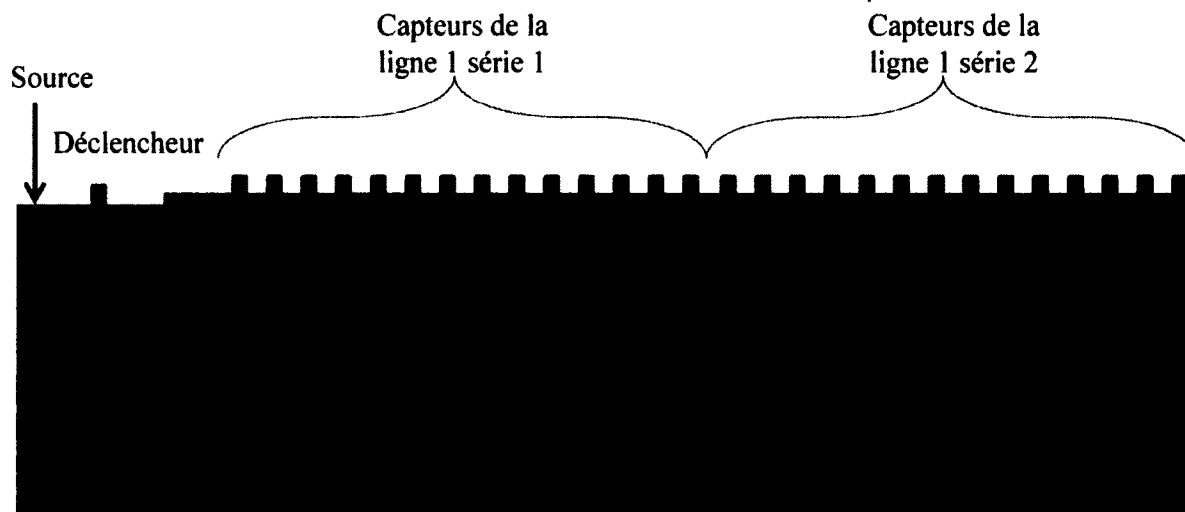


Figure 31 - Configuration des essais sur le terrain.

Durant les essais réalisés sur le terrain, un coup de marteau sur une plaque d'acier a été utilisé afin d'exciter le sol. La Figure 31 montre aussi que la source d'impact est toujours placée à l'extérieur du pavage tandis que les accéléromètres se trouvent directement sur le pavage et donc au-dessus des dalles de béton. Cette configuration de la source vise à maximiser la quantité d'énergie qui sera transmise directement au sol. En effet, il a été démontré que lorsque la source se trouve directement au-dessus du pavage, il est difficile de transférer assez d'énergie au sol de façon à obtenir des résultats satisfaisants [Karray et Lefebvre, 2009]. Il est cependant possible de placer les accéléromètres directement sur le pavage (ou sur le trottoir) évitant ainsi de devoir retirer ce dernier sous chaque capteur.

Afin d'identifier correctement l'emplacement et l'état de la surface de la structure de béton, il est nécessaire de réaliser plusieurs lignes de tests à la surface du sol au-dessus de chacune des structures. De cette façon, il est possible de couvrir de manière adéquate l'ensemble de la dalle.

Un autre paramètre qui doit être ajusté lors des essais sur le terrain est la fréquence d'échantillonnage, c'est-à-dire à quel intervalle de temps les accéléromètres doivent

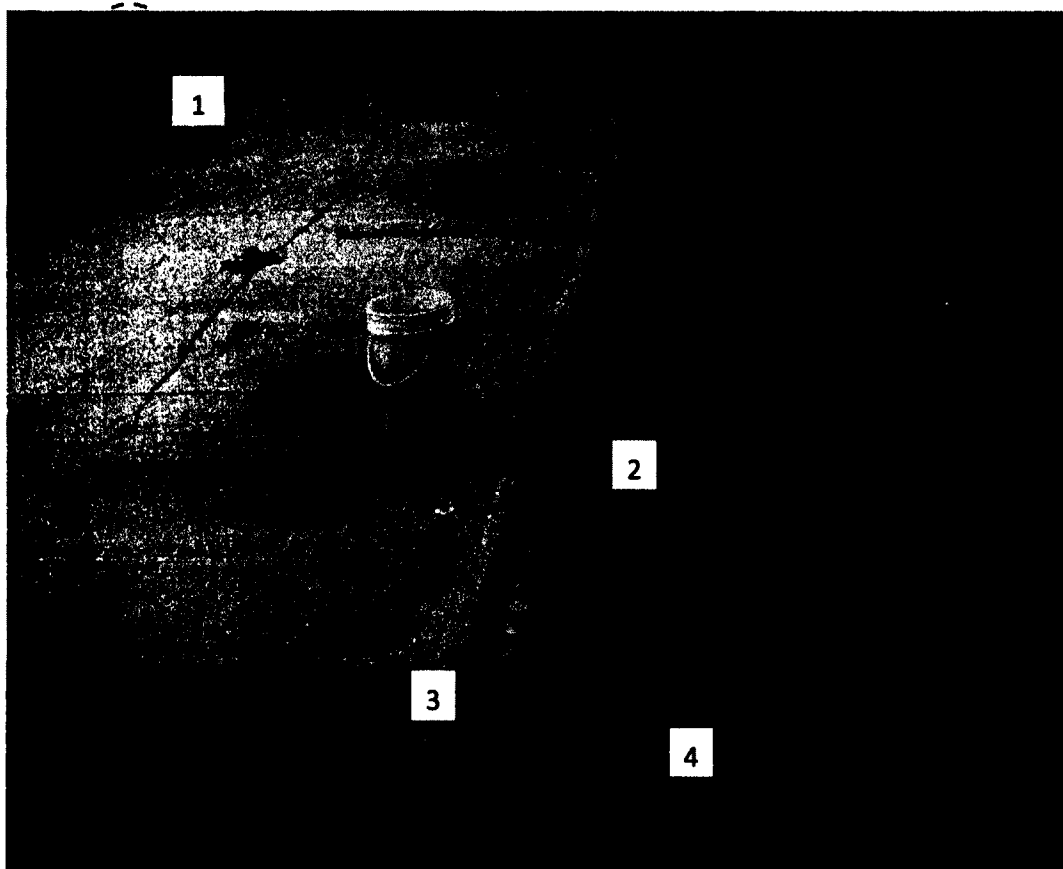


Figure 32 - Équipement utilisé lors des essais sur le terrain. 1 : Système d'acquisition, 2 : Accéléromètres, 3 : Accéléromètre utilisé comme déclencheur, 4 : Source (marteau et plaque de métal)

enregistrer la vibration du sol. À la suite des simulations numérique et des premiers essais sur le terrain, il a été déterminé qu'une fréquence d'échantillonnage de 6000 Hz (1 point toutes les 0.00017 seconde) est adéquate (Annexe B)

7.3 Positionnement des structures de béton par rapport aux lignes d'essais

Bien que le positionnement exact des 6 structures de béton ne soit connu que par Hydro-Québec, il est néanmoins possible, à l'aide de trou d'homme visible depuis la surface du sol, d'estimer la position de la dalle de béton par rapport aux différentes lignes d'essais. Les figures comprises dans l'Annexe A permettent donc d'avoir une idée générale du positionnement de différentes structures. Cette estimation du positionnement des structures

peut être utilisée afin de vérifier l'exactitude des différents profils obtenus lors de l'analyse (chapitres 9).

CHAPITRE 8

PROCÉDURE D'ANALYSE PROPOSÉE

La caractérisation des puits d'accès de l'IREQ est un processus itératif. En effet, afin d'identifier correctement l'emplacement et l'état de la surface de la dalle de béton, il est nécessaire de comparer entre eux les différentes lignes de tests qui furent réalisées au-dessus de la même dalle. En effet, à première vue, il peut souvent être difficile d'établir à l'aide d'une seule ligne si une dalle de béton est endommagée ou intacte. C'est plutôt en comparant les signaux obtenus le long des différentes lignes passant au-dessus de la même dalle qu'il devient possible de la caractériser. Comme l'ont montré les simulations numériques, les signaux obtenus le long des profils réalisés au-dessus d'une dalle intacte devraient normalement avoir tendance à être plus « constants » que ceux obtenus le long d'une dalle endommagée.

8.1 Filtrage des signaux, diminution du bruit

Chacun des accéléromètres placés le long du profil permet d'enregistrer la vibration du sol en fonction du temps suite à l'impact. Cependant, ces signaux peuvent être contaminés par des vibrations indésirables ou « bruits » dont l'amplitude peut cependant être réduite des façons suivantes :

- 1) Identifier les sources de bruits à proximité du chantier qui pourraient nuire à la qualité des signaux enregistrés. Lorsque possible, il est bénéfique d'éliminer ces sources de bruits en les éloignant du site des tests ou en réalisant les essais lorsque le bruit est plus faible.
- 2) Puisqu'il est souvent impossible d'éliminer complètement toutes les sources de bruits, des méthodes de filtrages doivent souvent être utilisées lors de l'analyse des signaux.

Avant d'analyser les signaux enregistrés par les différents accéléromètres, il peut donc s'avérer utile d'appliquer un filtre numérique sur ces derniers afin de réduire ou d'éliminer la présence de bruits. Puisqu'une fréquence d'échantillonnage de l'ordre de 6000 Hz est utilisée lors de la collecte des signaux sur le terrain, une large bande de fréquences allant de 0 à 3000 Hz sera disponible lors de l'analyse des résultats. Cependant, de manière générale, les ondes sismiques élastiques qui permettront de caractériser les différentes dalles de béton se propagent dans le sol à de basses fréquences (moins de 300 Hz). L'application d'un filtre numérique passe bas atténuant les hautes fréquences permet donc de diminuer l'amplitude des fréquences ne pouvant pas contribuer à caractériser les dalles de béton. La Figure 33 et la Figure 34 montrent donc respectivement un exemple de carte de contours obtenues avant et après l'application d'un filtre passe bas.

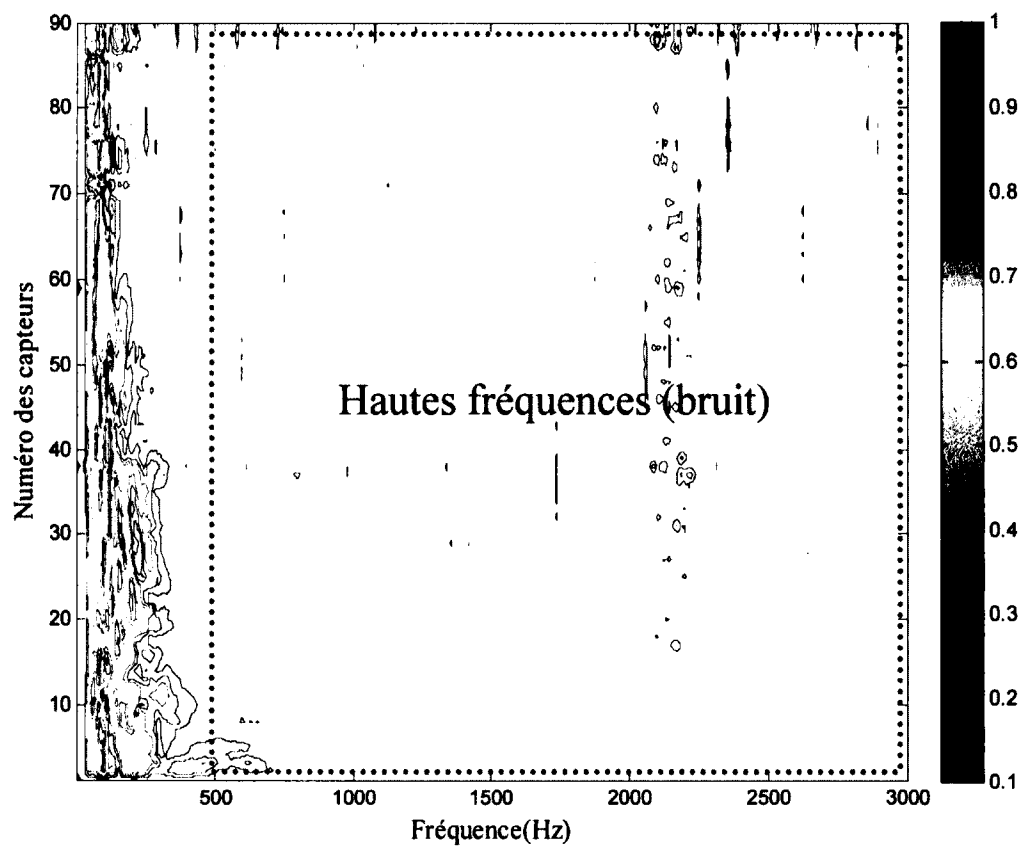


Figure 33 - Contenu fréquentiel des signaux normalisés de la ligne 2. Les contours rouges représentent les fréquences ayant le plus d'énergies comme le montre la légende à droite du graphique.

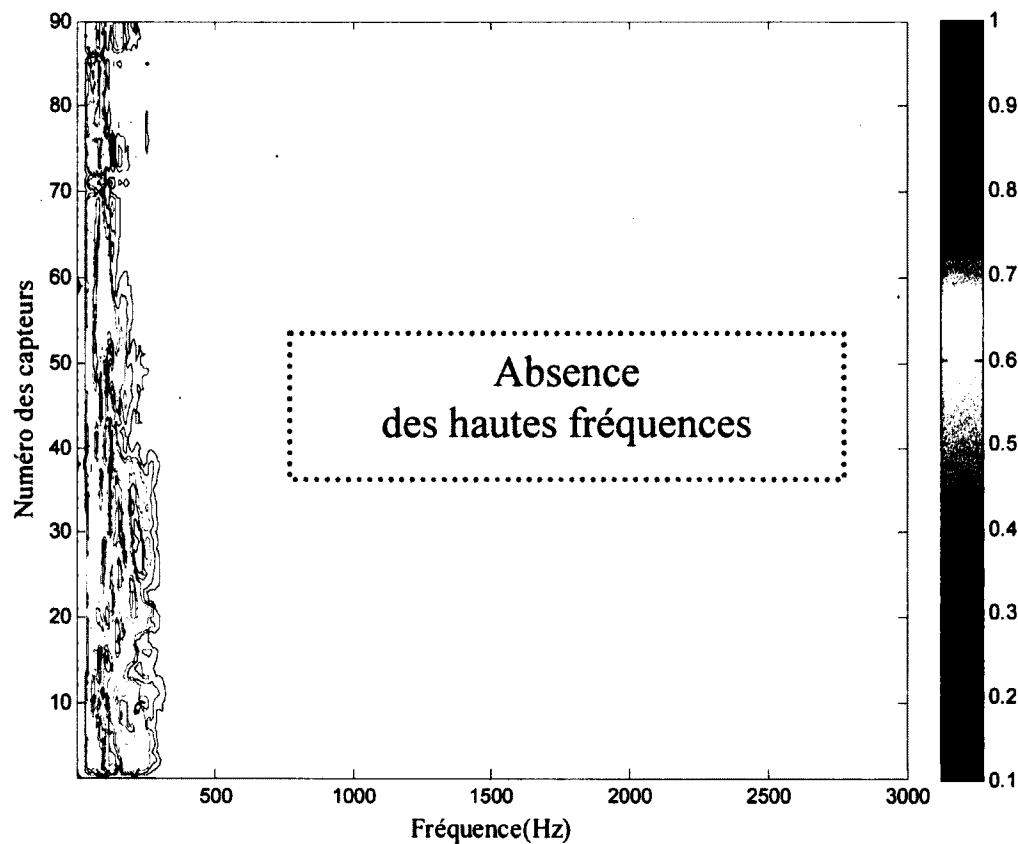


Figure 34 - Contenu fréquentiel, après l'application d'un filtre, des signaux normalisés de la ligne 2. Les contours rouges représentent les fréquences ayant le plus d'énergies comme le montre la légende à droite du graphique.

Cependant, afin d'éviter toute distorsion du signal qui peut survenir au cours du processus de filtrage, la manière la plus efficace et la plus facile permettant d'améliorer la qualité globale des signaux enregistrés par chaque capteurs se fait souvent par le biais de la moyenne. En effet, c'est en effectuant plusieurs tests sur le même profil pour ensuite calculer la variation moyenne de l'accélération verticale du sol à la suite de différents impacts qu'il est possible de grandement minimiser l'amplitude du bruit non corrélé indésirable tout en augmentant l'amplitude des vibrations provenant du coup de marteau. Par conséquent, le calcul de la moyenne de plusieurs essais réalisés sur le même profil est en elle-même une technique de filtrage efficace ne causant pas (ou peu) de distorsions du signal. Enfin, l'utilisation d'un

capteur situé près de la source d'impact en tant que déclencheur permet également d'augmenter le rapport signal sur bruit.

Outre la présence de bruits pouvant provenir de diverses sources, la présence de discontinuités dans la couche de sol se trouvant au-dessus de la dalle viendra aussi modifier la propagation des ondes sismiques élastiques. Cependant, l'impact que pourraient avoir ces variations des propriétés (rigidité, granulométrie, etc.) de la couche de sol est minime par rapport à l'impact qu'aura la structure de béton sur la propagation des ondes sismiques élastiques. Ainsi, il est toutefois probable que la présence du trou d'homme entre la surface du sol et la dalle de béton viendra affecter davantage la qualité des signaux (en entraînant de multiples réflexions) que les propriétés de la couche de sol.

8.2 Méthode d'analyse des signaux enregistrés sur le site de l'IREQ

À la suite d'une analyse préliminaire des résultats obtenus lors des essais réalisés sur le site de l'IREQ, il a été possible de constater qu'il existe certaines différences entre les signaux enregistrés sur le terrain et ceux obtenus lors des simulations numériques. C'est pourquoi une nouvelle procédure d'analyse plus adaptée à ces nouveaux signaux a été développée. Tout comme lors des simulations numériques, chaque étape de l'analyse des signaux permet d'obtenir un profil représentatif des conditions souterraines et donc de la dalle de béton. Puisque 2 lignes de tests furent réalisées au-dessus de chacune des dalles, un total de 6 profils par dalles est obtenu. Lors de l'analyse de ces profils, il est important de noter que ces derniers ne représentent pas nécessairement la topographie exacte de la dalle de béton. En effet, c'est plutôt en termes de constance que ces profils doivent être analysés. Cette constance doit être regardée de différentes manières :

- 1) Premièrement, il s'agit de regarder les profils un à un (c'est-à-dire ligne par ligne) afin de déceler des zones où ces profils sont constants.
- 2) Deuxièmement, il s'agit de comparer les profils entre eux (c'est-à-dire de comparer les lignes entre eux) afin de vérifier si les zones identifiées lors de l'étape 1 se retrouvent sur les autres lignes.

- 3) Finalement, si deux lignes passant aux dessus de la même dalle mais à des endroits différents montrent des profils similaires, il est possible d'établir que la topographie de la dalle est aussi constante.

8.2.1 Méthode 1 : Analyse de l'énergie dans le domaine fréquentiel

Tout comme lors de simulations numériques, la première étape de l'analyse réalisée à l'aide des signaux obtenus sur le site de l'IREQ est celle visant à connaître leur contenu fréquentiel (spectre d'énergie).

Afin de mieux visualiser le spectre de chaque signal, une carte de contours montrant l'énergie de chacune des fréquences variant en fonction de la position des accéléromètres est produite pour chaque ligne.

8.2.2 Méthode 2 : Analyse de la vitesse de propagation de l'énergie (vitesse de groupe)

Deuxièmement, tout comme avec les résultats obtenus lors des simulations numériques, il est possible de réaliser une analyse basée principalement sur le temps d'arrivée des différentes ondes enregistrées par chacun des accéléromètres. Ce type d'analyse permet de connaître, pour une fréquence donnée, la vitesse de groupe de l'onde sismique élastique en fonction de la distance. Cependant, puisque la majorité de l'énergie contenue dans les signaux enregistrés provient des ondes de Rayleigh, cette vitesse de groupe est en réalité la vitesse de groupe des ondes de Rayleigh. Tout comme lors des simulations numériques, il est important de reconnaître que plusieurs fréquences présentes dans le signal peuvent renfermer de l'information permettant de caractériser le milieu souterrain. Cependant, dû aux propriétés dispersives des ondes de Rayleigh, seulement un nombre limité de ces fréquences permettra de caractériser les dalles de béton. L'étendue de cette bande de fréquences dépendra principalement de la profondeur de la structure de béton ainsi que des propriétés des matériaux se trouvant entre cette dernière et la surface. Ainsi, pour une structure située près de la surface du sol, il est plus probable que les ondes de hautes fréquences permettent de caractériser cette dernière que pour une structure située plus profondément.

8.2.3 Méthode 3 : Analyse des phases

La troisième étape de l'analyse des résultats obtenus sur le terrain diffère de celle faite sur les résultats obtenus lors des simulations. En effet, dû à l'énergie faible des ondes de compressions et à la présence de bruits dans les signaux, il n'a pas été possible d'identifier avec précision le temps d'arrivée des ondes réfractées aux différents accéléromètres. Cependant, il existe une procédure souvent utilisée lors des tests de réflexions et de réfraction sismique consistant à additionner les signaux obtenus à la suite de plusieurs impacts réalisés avec la même configuration de la source et des capteurs. Cette technique permet d'augmenter l'intensité des ondes réfléchies et réfractées tout en diminuant l'intensité des bruits ambiants qui s'annulent puisqu'ils ne sont généralement pas en phase. Cette technique n'a toutefois pas permis d'augmenter la précision des résultats obtenus sur le site de l'IREQ.

Alors que les étapes 1 et 2 de l'analyse sont basées principalement sur l'étude des ondes de Rayleigh en termes de différents groupes dont le contenu énergétique et la vitesse varient en fonction des propriétés du profil souterrain, la propagation des ondes de Rayleigh peut aussi être étudiée en termes de différence de phase. En effet, la séparation de ces ondes en fonction de leur longueur d'onde et de la vitesse de phase permet d'exploiter le caractère dispersif des ondes de Rayleigh dans un milieu hétérogène. Cette technique est à la base de nombreuses méthodes d'investigations géotechniques telles que les méthodes SASW, MASW et MMASW. Bien que précises, ces méthodes requièrent souvent un long temps d'analyse et nécessitent une connaissance approfondie de la dynamique des sols et du traitement du signal. Ces deux conditions rendent donc ces méthodes d'inspections peu adaptées à la plupart des inspections de routine des structures souterraines.

L'approche proposée lors de la 3^{ème} étape de l'analyse est toutefois simplifiée afin de la rendre plus adaptée pour une utilisation directe et rapide sur le terrain. En effet, cette simplification est possible puisque tout comme lors de l'étape 2 de l'analyse, il sera seulement possible d'obtenir un profil permettant de caractériser la surface de la structure en béton sur une plage de fréquences restreintes. Encore une fois, dû à la nature dispersive des ondes de Rayleigh, cette gamme de fréquences dépend de la profondeur de la structure de béton ainsi que des propriétés du sol se trouvant entre la surface et la structure.

Les profils obtenus lors de cette étape de l'analyse montrent donc la relation qui existe entre le temps de phase calculé dans une certaine bande de fréquences et les propriétés de la dalle de béton. Le temps de phase à une fréquence donnée peut être obtenu à la fois à partir du domaine fréquentiel en calculant l'inter spectre entre deux signaux, ou à partir du domaine temporel par le calcul de l'inter corrélation entre deux signaux. Cependant, lorsqu'aucun filtre n'est appliqué au signal, il est plus efficace de calculer le temps de phase à partir du domaine fréquentiel.

Finalement, cette étape de l'analyse permet aussi d'obtenir 2 autres profils montrant l'énergie contenue dans cette bande de fréquences. Bien que ces profils ne puissent être reliés directement à l'état de la dalle de béton, ils permettent néanmoins de vérifier l'exactitude de l'hypothèse voulant que l'énergie contenue dans la bande de fréquences analysées soit constante lorsque l'onde est contrainte de se déplacer entre la dalle et le pavage.

8.2.4 Méthode 4 : Analyse visuelle des signaux

La quatrième partie de l'analyse est une analyse visuelle des signaux. Bien qu'il semble à première vue difficile de remarquer des différences entre les signaux enregistrés par les accéléromètres, le fait de connaître la position de la dalle de béton permet d'identifier certaines particularités apparaissant dans les signaux enregistrés par les accéléromètres se trouvant au-dessus des dalles endommagées. Les résultats présentés dans le chapitre 9 permettront du mieux comprendre cette partie de l'analyse.

CHAPITRE 9

PRÉSENTATION DES RÉSULTATS DU SITE EXPÉRIMENTAL

9.1 Dalle 1 et 3

L'emplacement des dalles 1-2-3 est montré dans la Figure 30. Quatre lignes soient les lignes 1, 2, 19 et 20 furent réalisées au-dessus de ces dalles. L'emplacement exact de ces lignes ainsi que la position des capteurs est indiquée en Annexe A.

Dans cette section du mémoire, une attention particulière sera portée aux signaux ayant été enregistrés au-dessus des dalles 1 et 3. En effet, ces 2 dalles sont plus faciles à caractériser puisque la source d'impact peut être placée près de ces dernières. Comme expliquée dans la section 7.2, afin de maximiser la quantité d'énergie transmise au sol, la source doit toujours se trouver à l'extérieur du pavage. Puisque la dalle 2 se trouve entre les dalles 1 et 3, il n'est pas possible de placer la source aussi près de la dalle 2 que des dalles 1 et 3.

Aussi, la présence d'une dalle entre la source et la dalle 2 vient compliquer davantage l'analyse des résultats puisque leur présence vient grandement influencer les signaux enregistrés au-dessus de la dalle 2. L'analyse des résultats obtenus sur la condition de la dalle 2 sera donc présentée séparément dans les sections 9.2 et 9.3.

Tout comme lors des simulations numériques, l'analyse des signaux collectés sur le terrain est faite de façon itérative en une succession de 4 étapes décrites dans le chapitre 8.

9.1.1 Analyse des lignes réalisées aux dessus des dalles 1 et 3

La carte de contours du contenu fréquentiel (spectre) de chacun des signaux enregistrés est montrée à la Figure 35 (pour les lignes 1 et 2) et à la Figure 36 (pour les lignes 19 et 20).

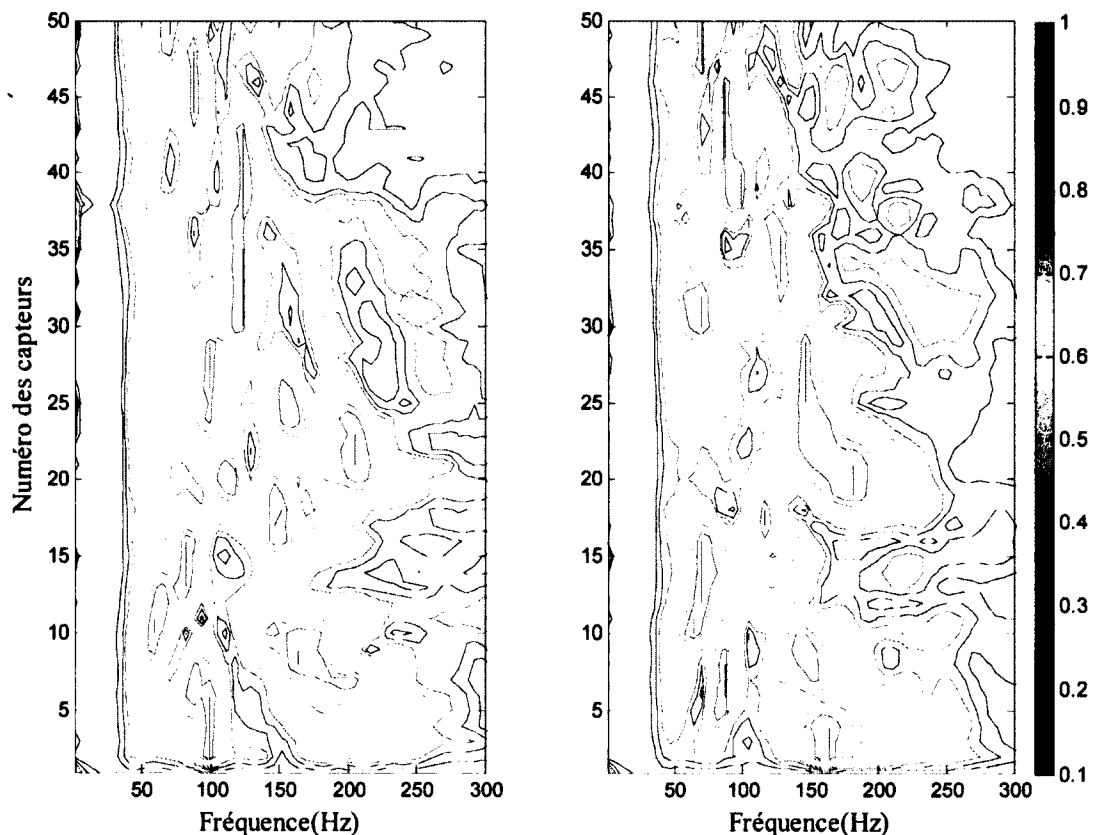


Figure 35 - À gauche : Contenu fréquentiel de la ligne 1. À droite : Contenu fréquentiel de la ligne 2.

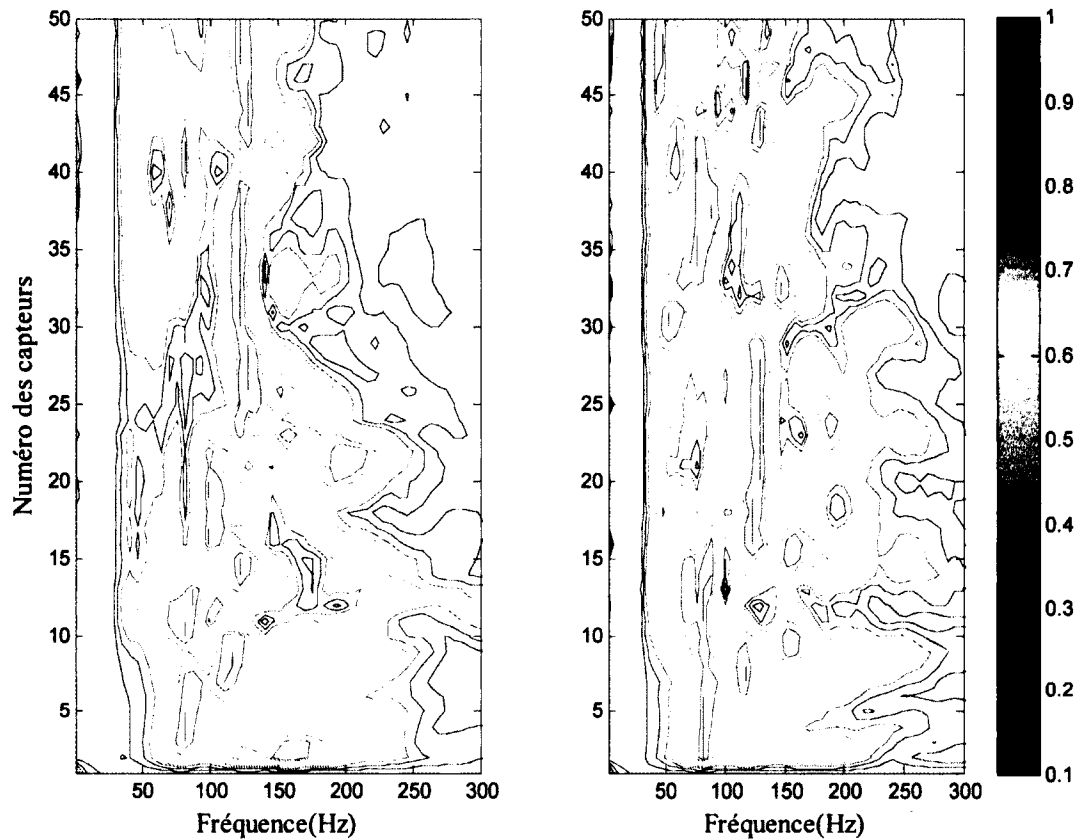


Figure 36 - À gauche : Contenu fréquentiel de la ligne 19. À droite : Contenu fréquentiel de la ligne 20.

Comme montré par la Figure 35 et la Figure 36, il est possible d'estimer grossièrement la position des dalles de béton ainsi que des espaces qui les séparent. En effet, il est possible de remarquer en observant les contours des lignes 1 et 2 une concentration de l'énergie contenue dans les signaux entre les capteurs 18 et 45 ce qui correspond à l'emplacement de la dalle numéro 1. Cette concentration de l'énergie autour d'une fréquence légèrement supérieure à 100 Hz indique que les ondes élastiques se propagent de façon constante lorsqu'elles se trouvent confinées entre le pavage et la dalle.

En regardant la Figure 36, il apparaît cette fois plus difficile d'établir le positionnement exact de la dalle 3 qui devrait se situer entre les capteurs 5 et 30. Bien qu'il soit possible d'observer une concentration de l'énergie (à une fréquence légèrement supérieure à 100 Hz) contenue dans les signaux à partir du capteur 5, il est cependant possible de noter que cette

concentration de l'énergie n'est pas régulière entre les capteurs 5 et 30. Cette irrégularité dans le profil peut donc indiquer que la surface de la dalle 3 n'est pas en aussi bon état que celle de la dalle 1.

La deuxième partie de l'analyse consiste à calculer la vitesse de propagation de l'énergie contenue dans les signaux enregistrés sur le terrain. La Figure 37 montre donc les profils de la vitesse de groupe mesurée au-dessus des dalles 1 et 3.

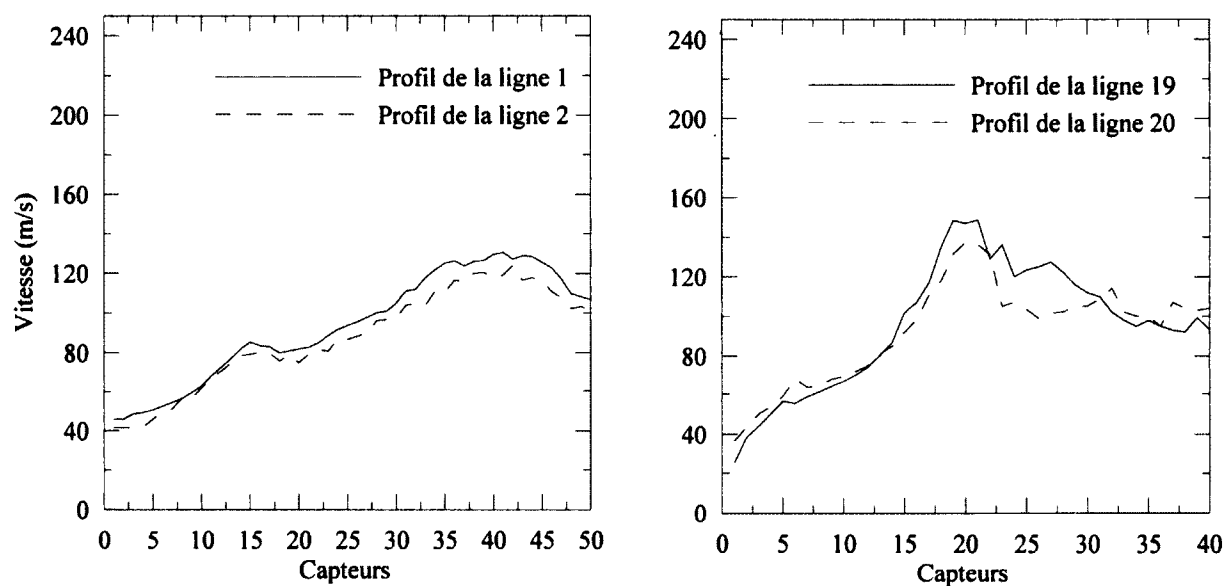


Figure 37 - Profil de la vitesse de groupe mesurée au-dessus des structures 1 et 3.

Les profils des lignes 1 et 2 permettent de localiser correctement la dalle de béton numéro 1. En effet, lorsque les ondes de Rayleigh se trouvent confinées entre la surface du sol et la dalle de béton, entre les capteurs 18 et 42, l'augmentation de la vitesse de groupe est constante. Cependant, lorsqu'elles ne sont plus restreintes par une dalle de béton, à partir du capteur 42, leur vitesse diminue rapidement. Il est aussi possible de remarquer à l'aide de la Figure 37 que les profils des lignes 1-2 sont très similaires tandis que ceux des lignes 19-20 sont similaires entre eux. Cependant, il existe une différence importante entre les profils des lignes 1-2 (similaires entre eux) et ceux des lignes 19-20 (similaires entre eux). L'irrégularité des profils des lignes 19 et 20 dans l'intervalle où devrait se trouver la dalle 3 (entre les capteurs 5 et 30)

suggère donc que la surface de cette dalle est endommagée tandis que la constance des profils réalisés au-dessus de la dalle 1 suggère que cette dernière est intacte.

Troisièmement, la Figure 38 montre le profil du temps de phase calculé avec les signaux enregistrés aux différents accéléromètres des lignes 1, 2, 19 et 20. La Figure 38 montre aussi l'évolution de l'énergie associée à cette phase dans les différents signaux. Cette figure permet de constater que les profils du temps de phase des lignes 1 et 2 sont similaires. Il est aussi possible de remarquer qu'entre les capteurs 18 et 42, ce qui correspond à la position de la structure de béton, le temps de phase de ces 2 profils augmente plus lentement que sur le reste du profil. L'analyse de l'énergie démontre aussi qu'il existe une structure de béton entre les capteurs 18 et 42. En effet, lorsque l'onde de Rayleigh atteint la dalle de béton à partir du capteur 18, l'énergie augmente (devient moins négative) tandis qu'elle diminue rapidement lorsque l'onde quitte la surface de la dalle de béton à partir du capteur 42.

Pour ce qui est de la dalle 3, comme le montre la Figure 38, il est possible de remarquer qu'une dalle de béton semble se trouver entre les capteurs 5 et 30. Il existe cependant des

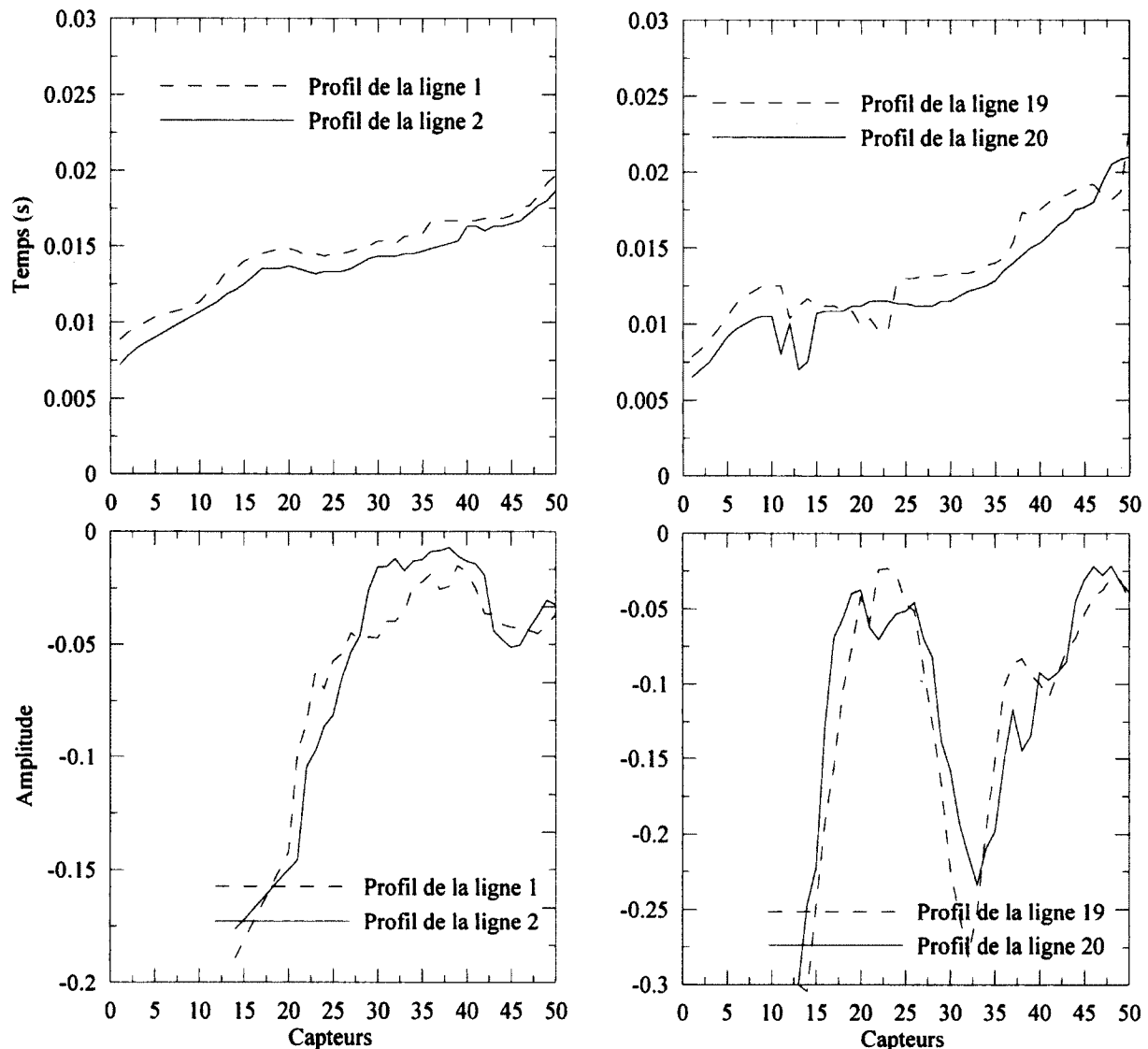


Figure 38 - A : Évolution dans le temps des signaux enregistrés par les accéléromètres de la ligne 1 et 2. B : Évolution de l'énergie des signaux enregistrés aux différents accéléromètres de la ligne 1 et 2. C : Évolution dans le temps des signaux enregistrés par les accéléromètres de la ligne 19 et 20. D : Évolution de l'énergie des signaux enregistrés aux différents accéléromètres de la ligne 19 et 20.

discontinuités importantes dans les profils obtenus entre ces deux capteurs ce qui semble indiquer la présence d'irrégularités dans la dalle de béton. Il est donc plus difficile d'établir la position de la dalle 3 que de la dalle 1 probablement due au fait que la dalle 3 est endommagée. C'est cependant en comparant les lignes 1-2 aux lignes 19-20 qu'il devient possible d'établir que la dalle 1 est intacte tandis que la dalle 3 est endommagée.

Finalement, la quatrième partie de l'analyse est l'analyse visuelle des signaux. Bien qu'il semble à première vue difficile de remarquer des différences entre les signaux enregistrés par les accéléromètres, le fait de connaître la position de la dalle de béton permet d'identifier certaines particularités apparaissant dans les signaux enregistrés par les accéléromètres se trouvant au-dessus des dalles endommagées.

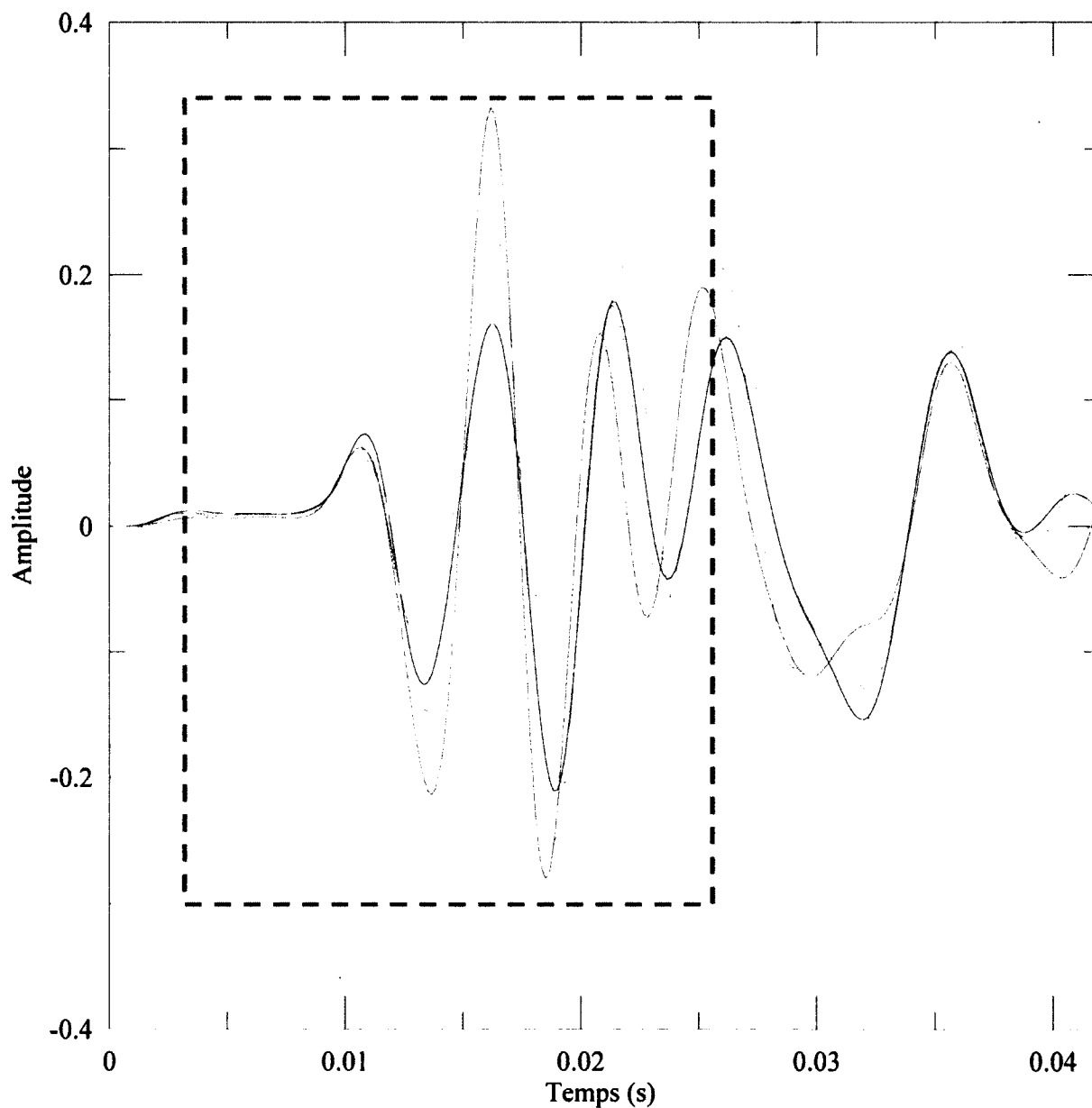


Figure 39 - Signaux enregistrés par des accéléromètres placés au-dessus de la dalle 1. Le rectangle rouge (ligne pointillée) encadre une partie des signaux qui diffère de la ligne 20.

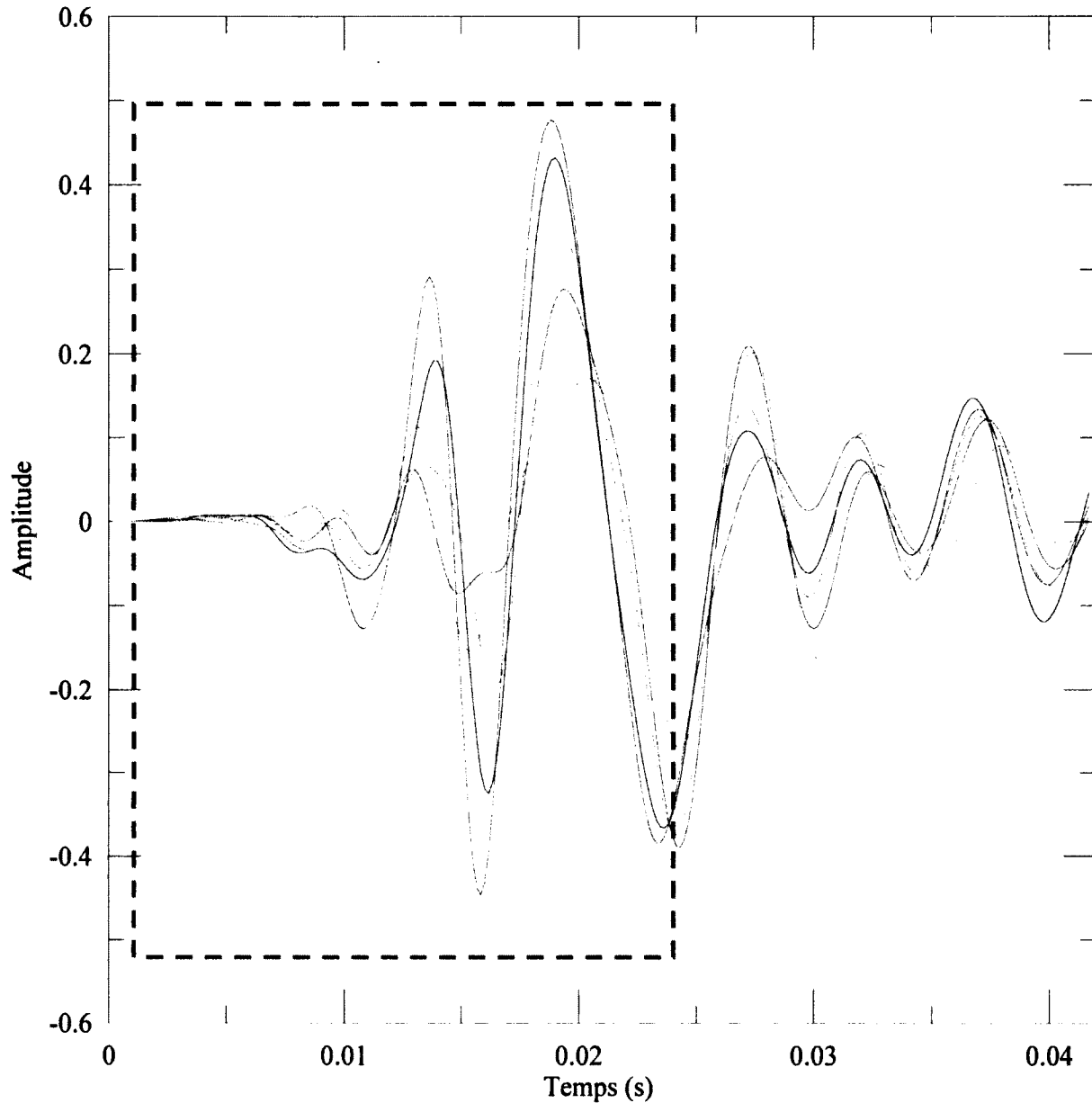


Figure 40 - Signaux enregistrés par des accéléromètres placés au-dessus de la dalle 3. Le rectangle rouge (ligne pointillée) encadre une partie des signaux qui diffère de la ligne 1.

Par exemple, pour la dalle 1, il est intéressant de regarder les signaux enregistrés par les capteurs 18 à 42 des lignes 1-2 tandis que pour la dalle 3, il serait intéressant de regarder les signaux des capteurs 6 à 29 des lignes 19 et 20. La Figure 39 (pour la dalle 1) et la Figure 40 (pour la dalle 3) montrent les signaux enregistrés par certains accéléromètres placés au-dessus des dalles 1 et 3. Comme le montre ces 2 figures, les signaux obtenus au-dessus de la dalle 1 s'apparentent davantage aux signaux obtenus lors des simulations numériques effectuées avec

des modèles contenant des dalles intactes. Il est donc possible de remarquer, à l'aide d'une simple analyse visuelle, que les signaux de la Figure 40 (dalle 3) ne sont pas aussi réguliers que ceux de la Figure 39 (dalle 1).

9.2 Dalle 2

Comme mentionné dans la section 9.1, il est plus difficile de caractériser la dalle 2 que les autres dalles, non pas dû à son état mais plutôt au fait qu'elle se trouve entre les dalles 1 et 3. Néanmoins, cette section du rapport présente les résultats obtenus après l'analyse des signaux des lignes 1 et 2 recueillis au-dessus de cette dalle.

Tout comme lors des simulations numériques, l'analyse des signaux collectés sur le terrain est faite de façon itérative en une succession de 4 étapes décrites dans le chapitre 8.

9.2.1 Analyse des lignes réalisées aux dessus de la dalle 2

L'analyse du contenu fréquentiel des capteurs se trouvant au-dessus de la dalle 2 (ligne 1 et 2) ne permet pas de la caractériser avec précision. En effet, les cartes des contours la Figure 41 ne permettent que d'estimer de façon grossière la position dans le sol de la dalle de béton qui devrait se trouver entre les capteurs 49 et 73. Il semble cependant y exister une différence entre le contenu fréquentiel de la ligne 1 et de la ligne 2 indiquant ainsi que la dalle 2 n'est peut-être pas intacte sur toute sa surface.

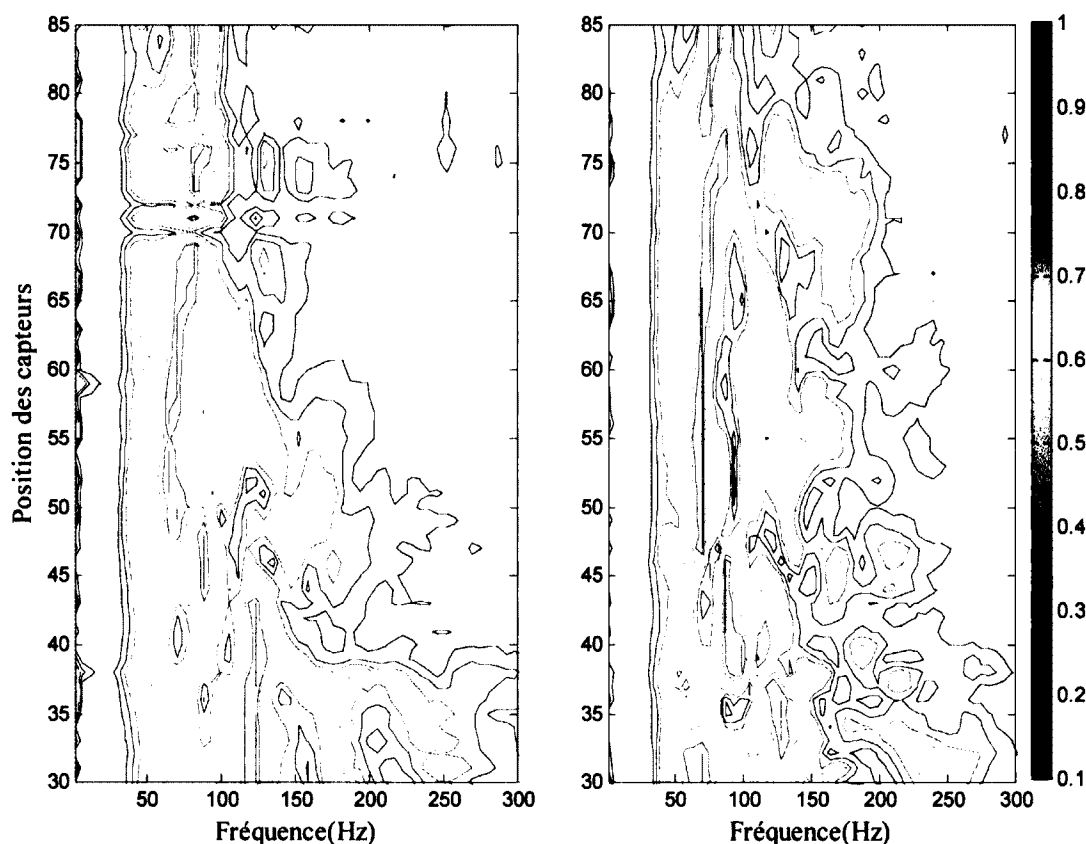


Figure 41 - À gauche : Contenu fréquentiel de la ligne 1. À droite : Contenu fréquentiel de la ligne 2.

Les profils de la vitesse de groupe des lignes 1 et 2 au-dessus de la dalle 2 sont présentés à la Figure 42. Cette figure permet de remarquer que la vitesse de groupe des 2 profils semble augmenter à partir du capteur 49 (ou se trouve le début de la dalle 2) pour ensuite diminuer à partir du capteur 74 (ou se trouve la fin de la dalle 2). Cependant, la diminution de la vitesse de groupe de la ligne 2 entre les capteurs 60 et 70 semble indiquer que la dalle numéro 2 pourrait être endommagée localement. Aussi, bien qu'il est encore une fois difficile d'établir avec précision l'état de la dalle 2, il apparaît probable que celle-ci soit endommagée vu la différence qui existe entre les profils de la dalle 1 (Figure 37) et ceux de la dalle 2 (Figure 42). Il est cependant impossible à ce point-ci de l'analyse d'établir avec certitude quel est l'état exact de la dalle 2.

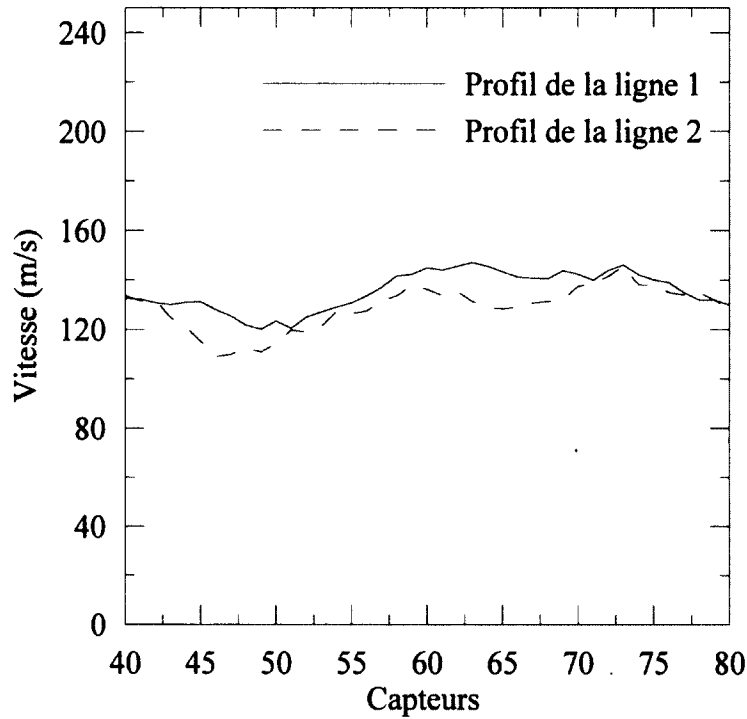


Figure 42 - Profil de la vitesse de groupe mesurée au-dessus de la structure 2.

La troisième étape de l'analyse visant à obtenir les profils du temps de phase ainsi que de l'énergie y étant rattachée, permet de constater qu'il existe de nombreuses différences entre les profils obtenus au-dessus de la dalle 2 (c'est-à-dire entre celui de la ligne 1 et celui de la ligne 2). En effet, la Figure 43 montre bien que les profils du temps de phase et d'énergie des lignes 1 et 2 ne sont pas similaires sur toute la longueur de la dalle.

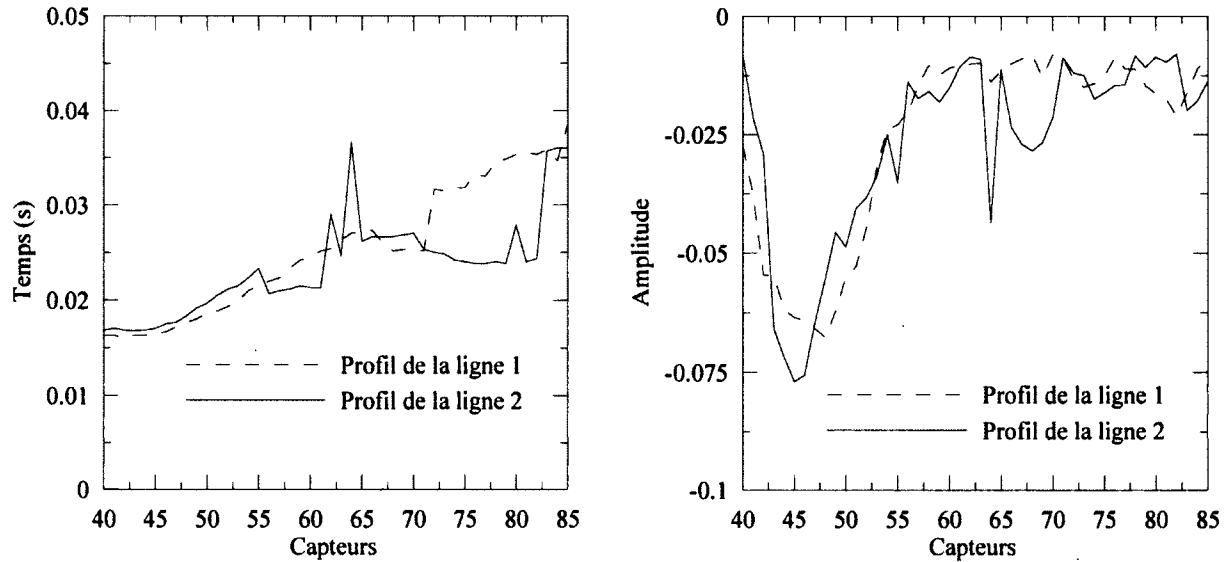


Figure 43 - À gauche : Évolution dans le temps des signaux enregistrés par les accéléromètres de la ligne 1 et 2. À droite : Évolution de l'énergie des signaux enregistrés aux différents accéléromètres de la ligne 1 et 2.

Il semblerait aussi que la ligne 2 (qui se trouve près du trou d'homme) comporte un profil plus irrégulier que celui de la ligne 1 particulièrement entre les capteurs 60 et 70. Il est donc possible de formuler l'hypothèse que la dalle 2 est endommagée de façon plus locale que la dalle 3 et plus particulièrement près du trou d'homme (d'autres lignes de tests seraient cependant nécessaires afin de confirmer cette hypothèse).

Finalement, l'analyse visuelle des signaux montre que ceux recueillis au-dessus de la dalle 2 (Figure 44) sont par endroit très différents de ceux recueillis au-dessus de la dalle 1 (Figure 39).

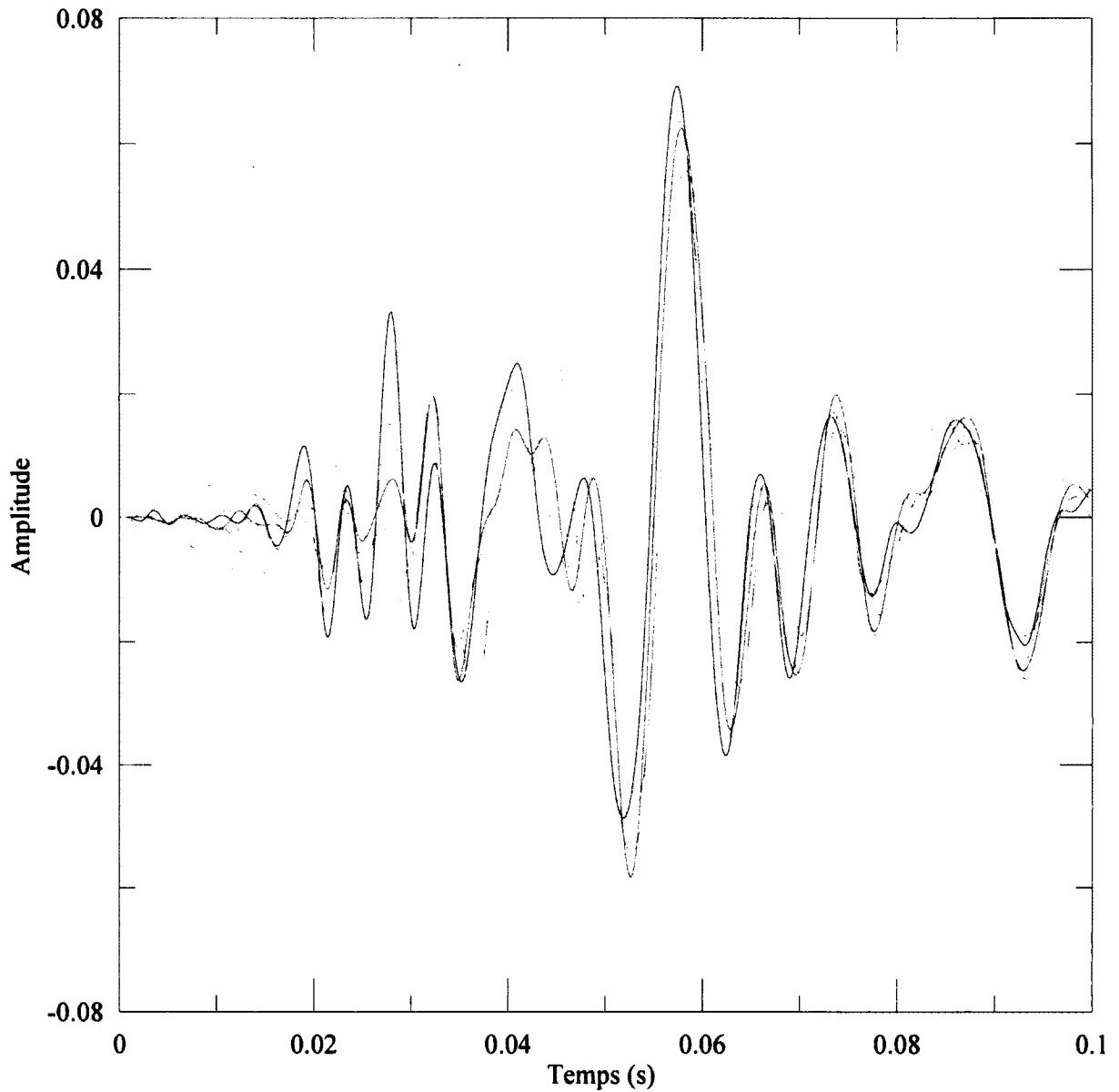


Figure 44 - Signaux enregistrés par des accéléromètres placés au-dessus de la dalle 2.

Ces signaux sont cependant plus uniformes que ceux recueillis au-dessus de la dalle 3 (Figure 40) suggérant ainsi que la dalle 2 n'est pas aussi endommagée que la dalle 3 (du moins en dessous des lignes testées).

9.3 Dalle 2 (partie 2)

Afin de pallier aux problèmes de positionnements de la source mentionnés dans la section 9.2, deux autres lignes soient la ligne 3f et la ligne 4f (toutes 2 montrées en Annexe A) de tests furent performées au-dessus de la dalle 2. Afin de rapprocher la source de la dalle de béton numéro 2, deux trous, un de chaque côté de la dalle 2, furent forés dans le pavage permettant ainsi de placer la source directement en contact avec la surface du sol.

9.3.1 Analyse des lignes 3f et 4f réalisées au-dessus de la dalle 2

L'analyse du contenu fréquentiel des capteurs se trouvant au-dessus de la dalle 2 (ligne 3f et 4f) permet de remarquer que la dalle de béton se trouvant entre les capteurs 5 et 29 pour la ligne 3f et entre 2 et 26 pour la ligne 4f a une influence sur la propagation des ondes élastiques dans le sol. En effet, la Figure 45 montre que la carte de contours des spectres des lignes 3f et 4f renferme

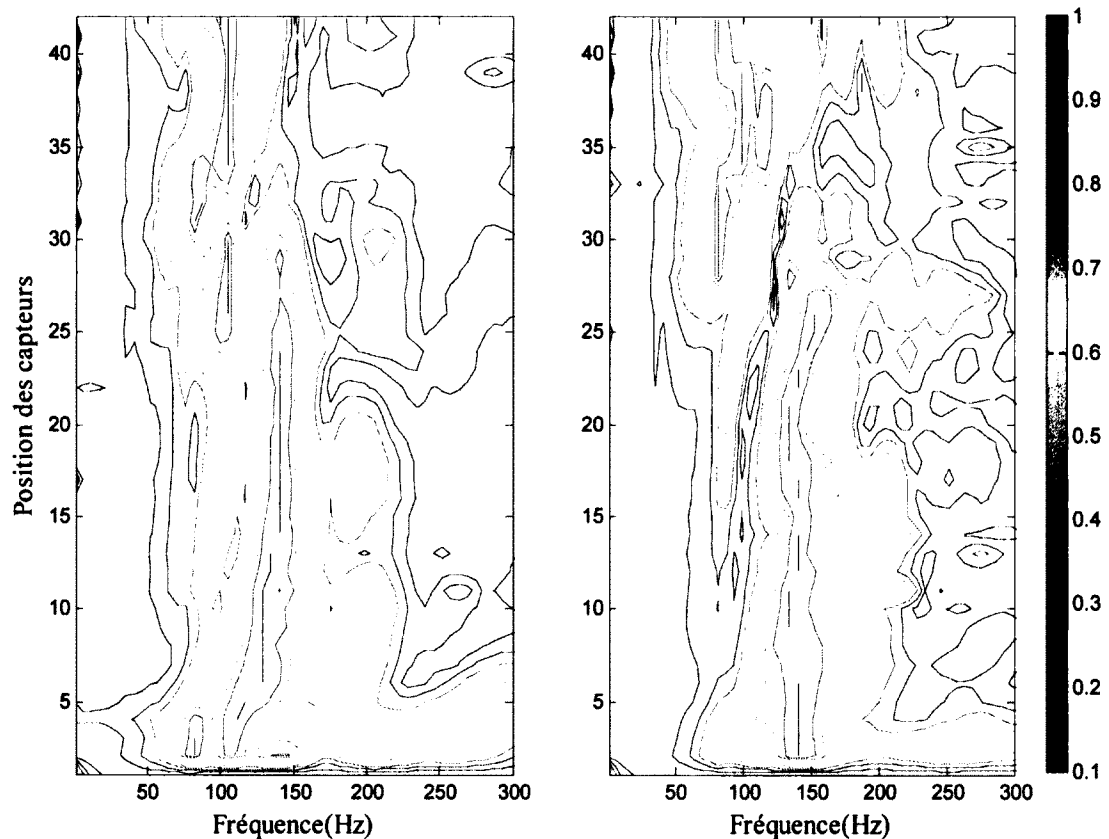


Figure 45 - Cartes de contours de la ligne 3f (à gauche) et de la ligne 4f (à droite) se trouvant au-dessus de la dalle 2.

davantage d'énergie dans la bande de fréquences entre 117 Hz et 176 Hz lorsque les capteurs se trouvent directement au-dessus de la dalle 2. La deuxième étape de l'analyse permettra donc de connaître la vitesse de groupe des ondes de Rayleigh dans cette page de fréquences.

Les profils de la vitesse de groupe des lignes 3f et 4f sont présentés dans la Figure 46. Il est facile à l'aide de ces 2 profils de déterminer où est localisée la dalle de béton numéro 2. En effet, il est possible de noter une augmentation rapide de la vitesse de groupe à partir du capteur 5 pour la ligne 3f ainsi qu'à partir du capteur 3 pour la ligne 4f. Une fois passé la dalle de béton, soit près du capteur 29 pour la ligne 3f et du capteur 24 pour la ligne 4f, la vitesse de groupe diminue rapidement indiquant ainsi que l'onde de Rayleigh n'est plus affectée par la structure de béton. Cependant, il est aussi facile de remarquer que la vitesse de groupe de chacun des profils n'est pas constante dans l'intervalle où se trouve située la dalle numéro 2. En effet, la

forme des 2 profils indique clairement que la surface de la dalle 2 n'est pas complètement intacte. Cependant, puisque les 2 profils obtenus sont différents, il est difficile d'établir avec précision l'état de la dalle de béton numéro 2. Il semble cependant possible d'affirmer que cette dalle comporte des irrégularités. Toutefois, les tests réalisés jusqu'à maintenant ne permettent pas de localiser la présence de ces irrégularités avec précision. En autres mots, il est possible que la présence d'irrégularités n'étant pas situées sous les lignes 3f et 4f viennent modifier le comportement de la dalle lorsqu'elle est soumise à une sollicitation dynamique.

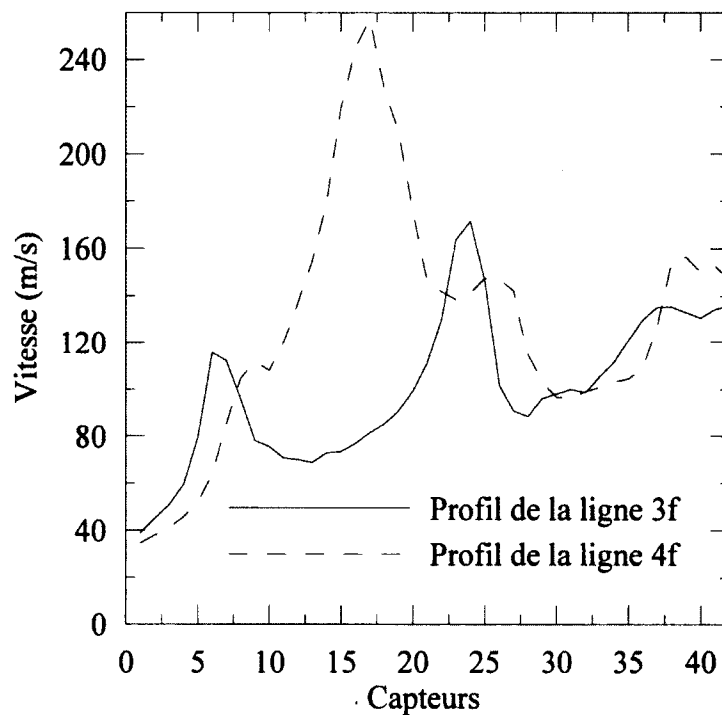


Figure 46 - Analyse de la vitesse de groupe de la structure 2.

La troisième étape de l'analyse est présentée dans la Figure 47. Bien que l'analyse du temps de phase des lignes 3f et 4f semble suggérer que la dalle 2 est intacte, les profils de l'énergie de ces 2 lignes montrent une forme très irrégulière. Ces profils semblent donc encore une fois suggérer que la dalle 2 est endommagée sur un parti de sa surface.

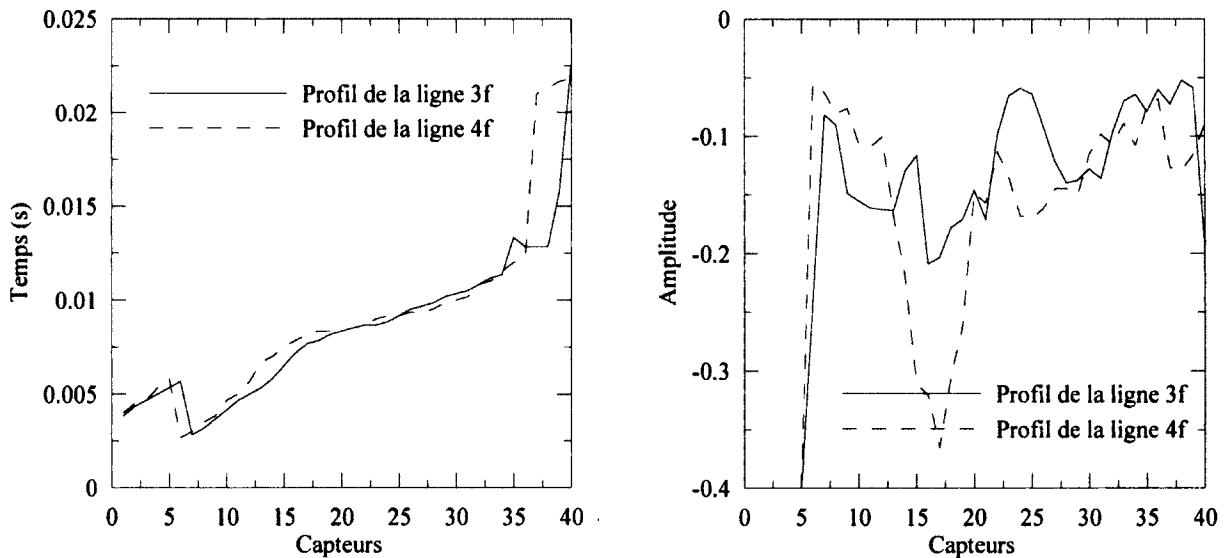


Figure 47 - À gauche : Évolution dans le temps des signaux enregistrés par les accéléromètres de la ligne 3f et 4f. À droite : Évolution de l'énergie des signaux enregistrés aux différents accéléromètres de la ligne 3f et 4f.

Finalement, puisque l'analyse visuelle des signaux des lignes 3f et 4f est semblable à celle de la section 9.2.4, elle ne sera donc pas présentée dans ce mémoire.

9.4 Dalle 4-6

L'emplacement des lignes couvrant les dalles 4-5 et 6 est montré dans l'Annexe A. Quatre lignes, soient les lignes 9, 10, 17 et 18 furent réalisées au-dessus de ces dalles. L'emplacement exact de ces lignes ainsi que la position des capteurs est aussi indiqué en Annexe A.

Dans la section 9.4, une attention particulière sera portée aux signaux ayant été enregistrés au-dessus des dalles 4 et 6 tout comme cela fut le cas pour les dalles 1 et 3. En effet, ces 2 dalles sont plus faciles à caractériser puisque la source d'impact peut être placée près de chacune d'elles. Comme expliqué dans la section 7.2 de ce mémoire, afin de maximiser la quantité d'énergie transmise au sol, la source d'impact se trouve toujours à l'extérieure du pavage. Puisque la dalle 5 se trouve entre les dalles 4 ou 6, il n'est donc pas possible de placer la source aussi près de la dalle 5 que des dalles 4 et 6. Aussi, la présence d'une dalle entre la source et la dalle 5 vient compliquer davantage l'analyse des résultats puisque leur présence vient grandement influencer les signaux enregistrés au-dessus de la dalle 5. Une section

spécifique (section 9.5) de ce rapport sera donc dédiée à l'analyse des signaux enregistrés au-dessus de la dalle 5.

Tout comme lors des simulations numériques, l'analyse des signaux collectés sur le terrain est faite de façon itérative en une succession de 4 étapes décrites dans le chapitre 8.

9.4.1 Analyse des lignes réalisées au-dessus des dalles 4 et 6.

La première étape de l'analyse des dalles 4 à 6 est l'analyse du contenu fréquentiel des signaux enregistrés par chacun des accéléromètres. Ce contenu fréquentiel est présenté sous forme de carte de contours dans la Figure 48 pour la dalle 4 (ligne 9 et 10) et dans la Figure 49 pour la dalle 6 (ligne 17-18).

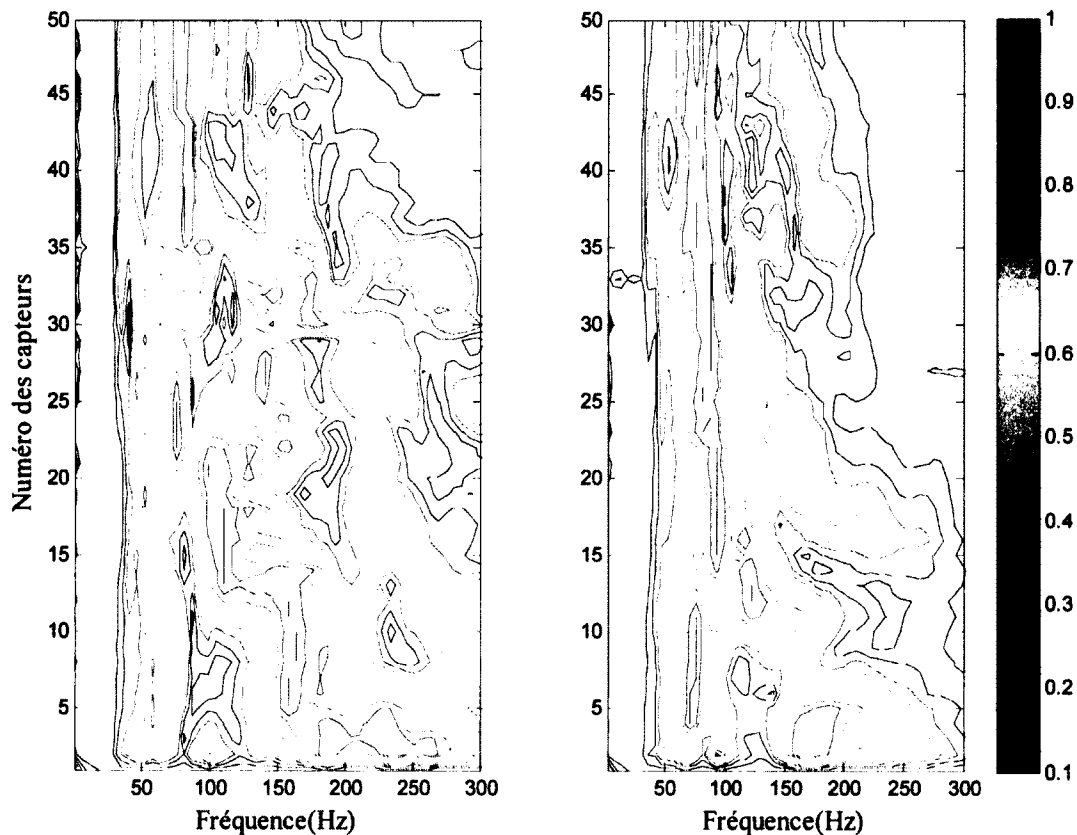


Figure 48 - À gauche : Contenu fréquentiel de la ligne 9. À droite : Contenu fréquentiel de la ligne 10.

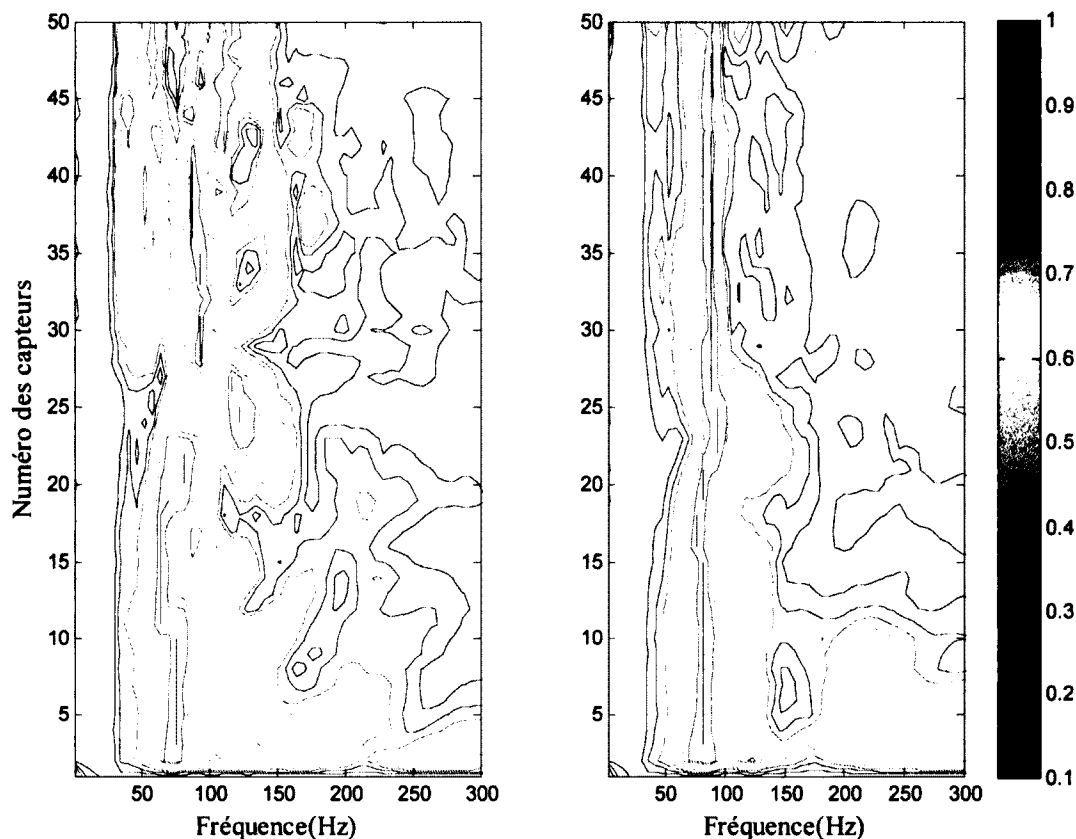


Figure 49 - À gauche : Contenu fréquentiel de la ligne 17. À droite : Contenu fréquentiel de la ligne 18.

Tout comme pour les dalles 1 et 3, bien qu'il soit possible d'estimer la position des dalles 4-6, il est difficile d'identifier l'état de la surface de ces dalles avec l'aide du contenu fréquentiel seulement. Il est toutefois possible d'estimer que la dalle 4 se trouve entre les capteurs 10 et 35 tandis que la dalle 6 se trouve entre les capteurs 5 et 30, ce qui concorde avec le positionnement réel des dalles.

La deuxième partie de l'analyse consiste à calculer le profil de la vitesse de propagation de l'énergie contenue dans les signaux enregistrés sur le terrain. La Figure 50 montre les profils de la vitesse de groupe mesurée au-dessus des dalles 4 et 6.

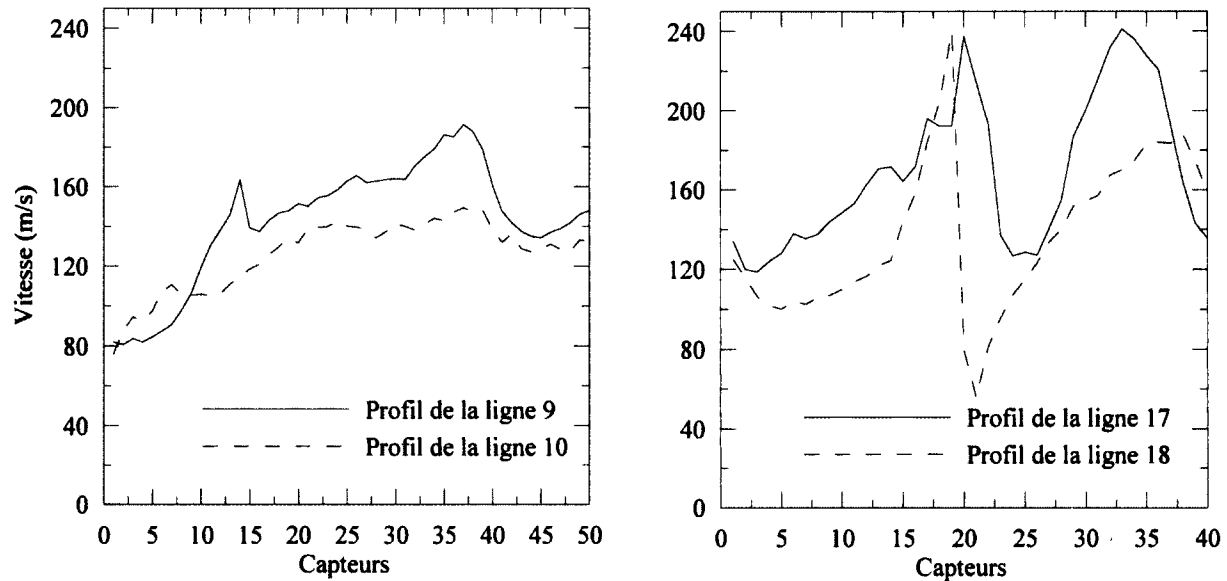


Figure 50 - Analyse de la vitesse de groupe des structures 4 et 6.

La Figure 50 permet d'observer que la forme des profils des lignes 9-10, passant au-dessus de la dalle 4, est plus constante que ceux des lignes 17-18 passant au-dessus de la dalle 6. L'augmentation rapide et constante de la vitesse de groupe des lignes 9 et 10 entre les capteurs 11 et 36 montre que la dalle 4 a un effet beaucoup plus constant sur la vitesse de groupe que la dalle 6. En effet, l'irrégularité des profils des lignes 17 et 18 indique que la dalle 6 n'influence pas la vitesse de groupe de la même manière tout au long de sa surface. Ainsi, il semble que la dalle 4 soit intacte tandis que la dalle 6 comporte des anomalies.

La troisième partie de l'analyse consiste à déterminer les profils du temps de phase ainsi que l'énergie y étant associée qui, pour les dalles 4 et 6, sont présentés dans la Figure 51.

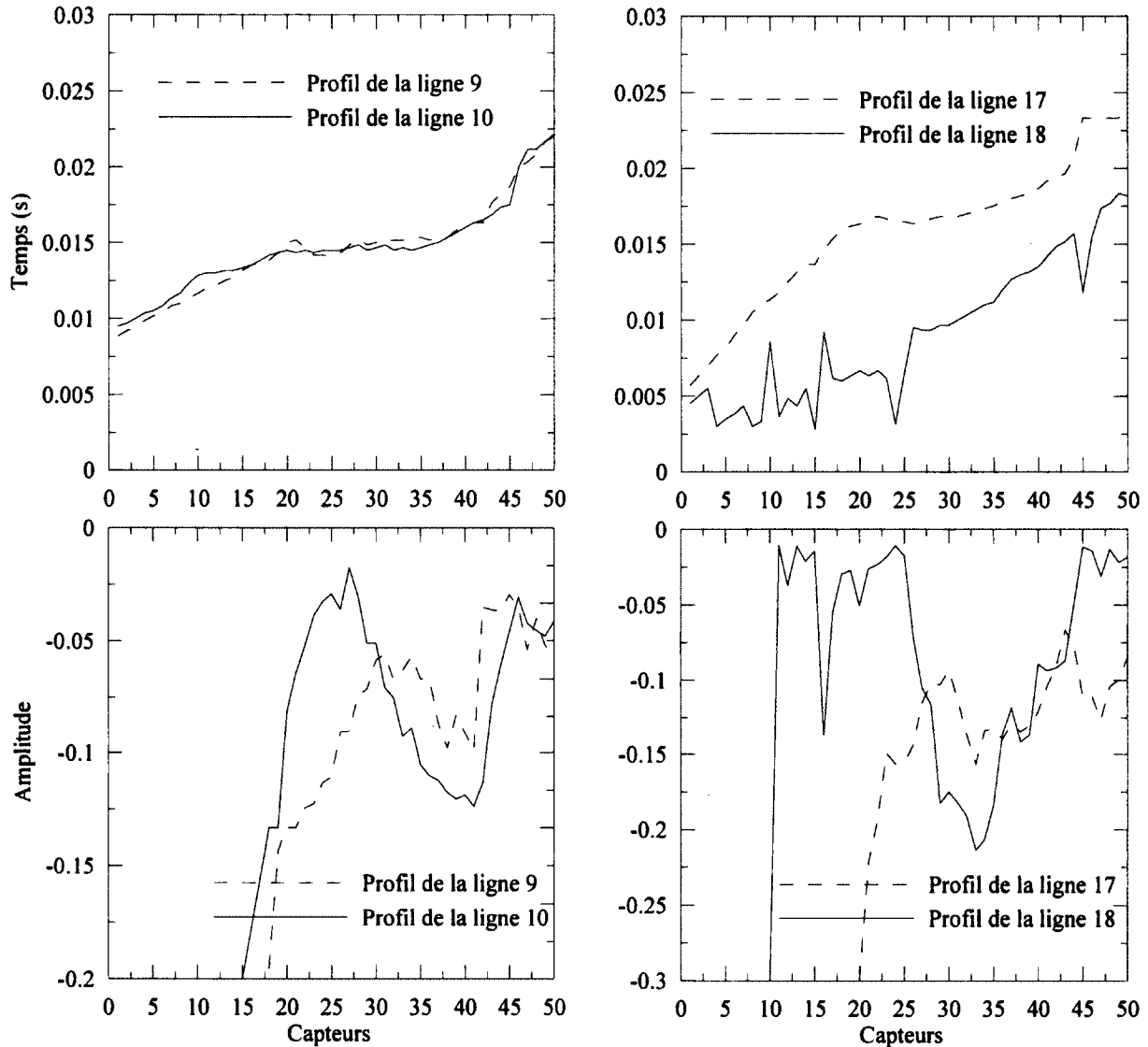


Figure 51 - A : Évolution dans le temps des signaux enregistrés par les accéléromètres de la ligne 9 et 10. B : Évolution de l'énergie des signaux enregistrés aux différents accéléromètres de la ligne 9 et 10. C : Évolution dans le temps des signaux enregistrés par les accéléromètres de la ligne 17 et 18. D : Évolution de l'énergie des signaux enregistrés aux différents accéléromètres de la ligne 17 et 18.

Il est possible de remarquer à l'aide de la Figure 51 que les lignes 9 et 10, réalisées au-dessus de la dalle 4, montrent des profils similaires tandis que les profils des lignes 17 et 18, réalisées au-dessus de la dalle 6, sont bien différents les uns des autres. Ainsi, les profils 9 et 10 semblent démontrer la présence d'une dalle de béton intacte entre les capteurs 12 et 36. En effet, la constance des profils de temps entre ces capteurs est un bon indicateur de la présence

de la dalle. Aussi, la valeur de l'amplitude des profils de l'énergie qui augmente rapidement après le capteur 12 et qui est à un minimum entre les capteurs 36 et 43 est aussi un bon indicateur de la présence de la dalle. Cependant, les lignes 17 et 18 ne permettent pas de déterminer clairement la position de la dalle 6 qui devrait se trouver entre les capteurs 5 et 28. Ainsi, les différences qui existent entre les profils de la ligne 17 et ceux de la ligne 18 ainsi que l'irrégularité de ces profils entre les capteurs 5 et 28 indiquent que la surface de la dalle 6 pourrait être fortement endommagée.

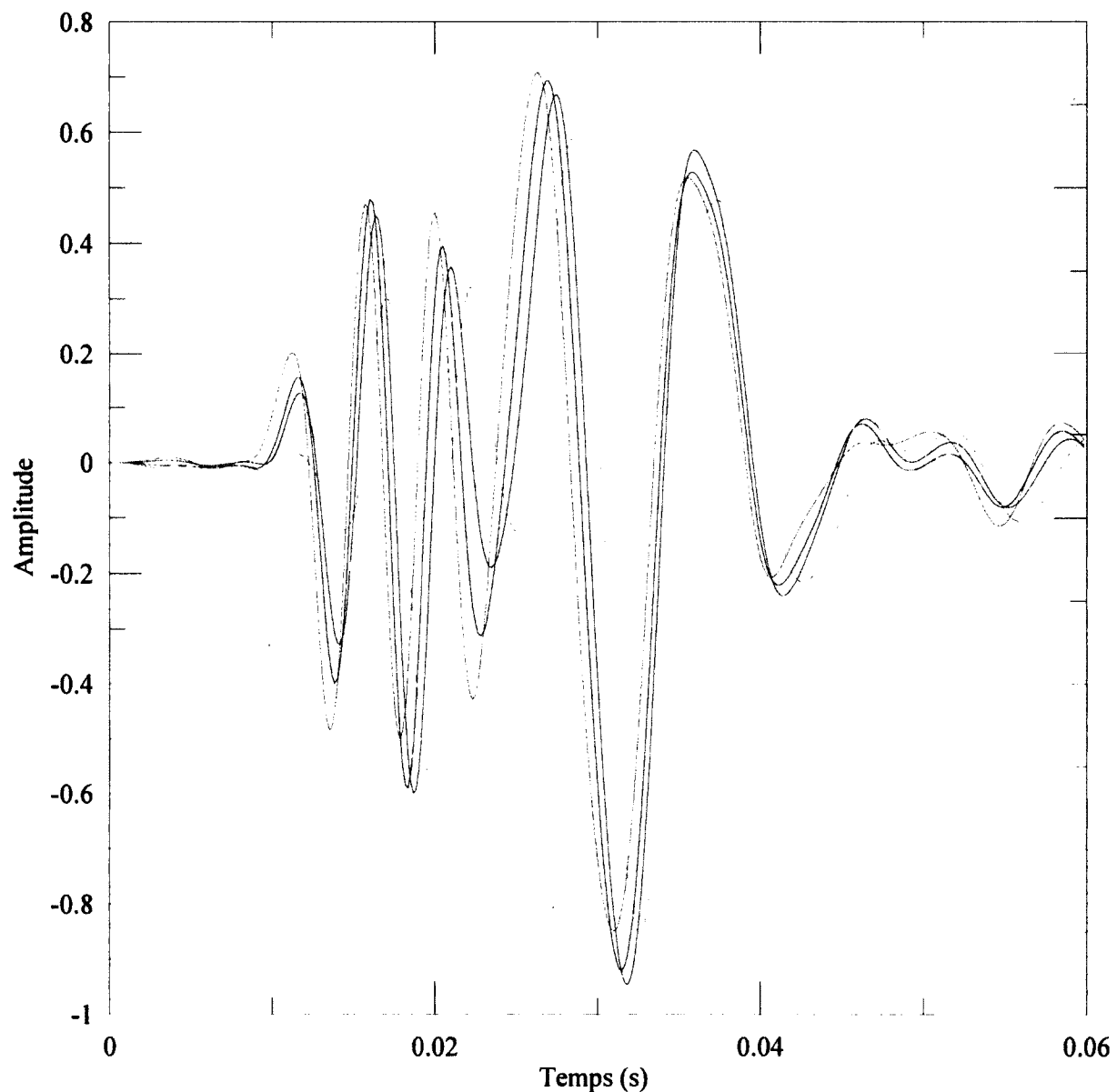


Figure 52 - Signaux enregistrés par des accéléromètres placés au-dessus de la dalle 4.

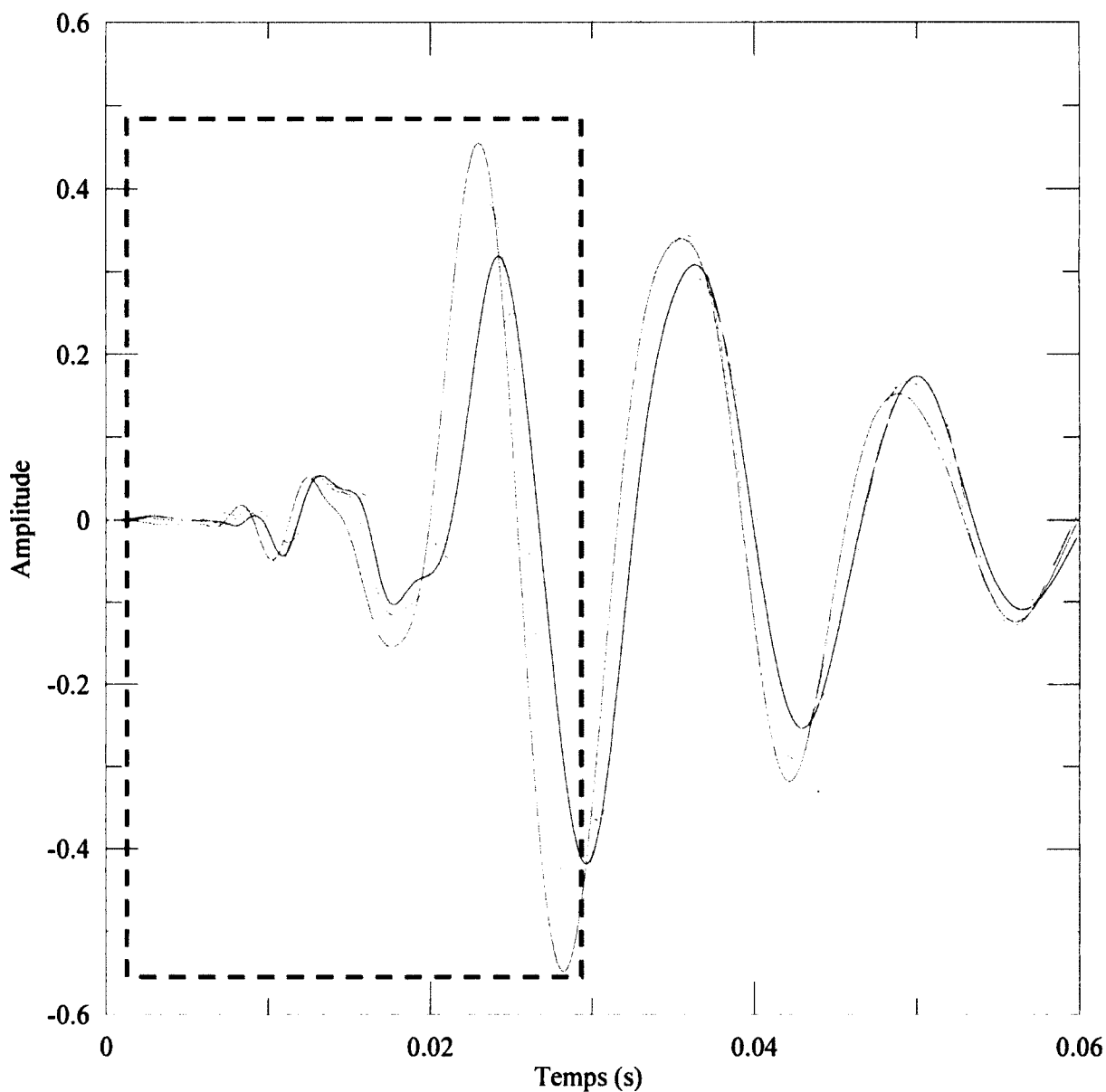


Figure 53 - Signaux enregistrés par des accéléromètres placés au-dessus de la dalle 6. Le rectangle rouge encadre une partie des signaux qui diffère de la ligne 10.

Finalement, lorsque la position des dalles de béton a été identifiée dans le sol, il est plus facile de s'attarder visuellement aux différences qui existent entre les signaux. Par exemple, la Figure 52 et la Figure 53 montrent les signaux enregistrés par des accéléromètres placés au

même endroit (par rapport au positionnement de la dalle dans le sol) au-dessus des dalles 4 et 6. À l'aide de la Figure 52 et de la Figure 53, il est possible de remarquer une différence importante entre ces 2 groupes de signaux. Cela vient donc renforcer l'hypothèse que les dalles 4 et 6 ne sont pas identiques. Puisque les signaux obtenus au-dessus des lignes 9 et 10 (Figure 52) s'apparentent davantage aux signaux obtenus au-dessus de la dalle 1, cela vient renforcer l'hypothèse que la dalle 4 est intacte tandis que la dalle 6 est endommagée.

9.5 Dalle 5

L'analyse de la dalle 5 s'est avérée être plus compliquée que celle de toutes les autres dalles. En effet, les signaux initialement recueillis sur le terrain (lorsque la source se trouve loin de la dalle 5) ne permettent pas la caractérisation précise de cette structure de béton. Cette section ne présentera donc que les résultats obtenus lorsque la source fut placée près de la dalle 5, c'est-à-dire après avoir foré le pavage afin d'y placer la source (Annexe A). Deux nouvelles lignes de tests, soient les lignes 7f et 9f furent donc réalisées de chaque côté de la dalle 5.

9.5.1 Analyse des lignes réalisées au-dessus de la dalle 5

Les cartes de contours du contenu fréquentiel des signaux enregistrés au-dessus de la dalle 5 sont présentées dans la Figure 54.

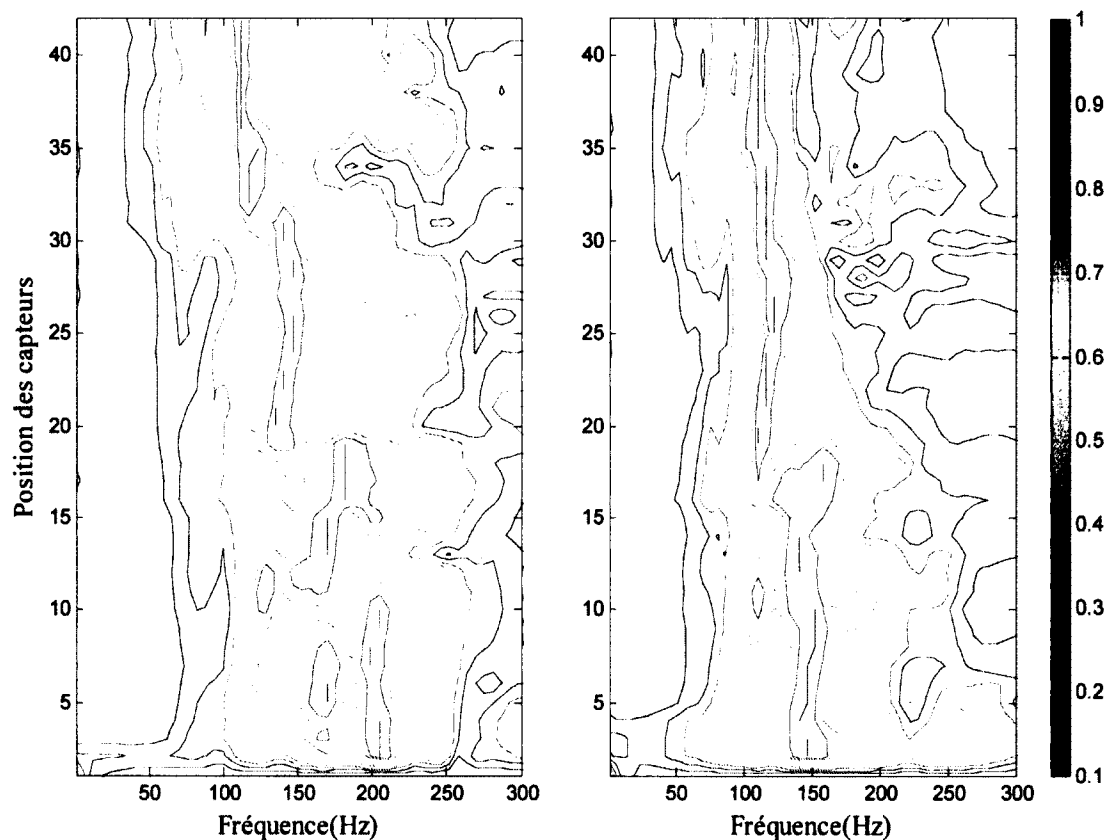


Figure 54 - Cartes de contours des lignes 7f (à gauche) et 9f (à droite) ne contenant que la dalle 5.

La forme de contours des fréquences entre 50 et 110 Hz de la Figure 54 permet d'estimer que la dalle 5 est située entre les capteurs 3 et 27 pour la ligne 7f et entre les capteurs 5 et 29 pour la ligne 9f. Bien que ces deux profils ne soient pas toujours constants entre ces capteurs, il est encore trop tôt dans l'analyse pour tirer des conclusions quant à l'état de la surface de la dalle 5.

Les résultats de la deuxième étape de l'analyse sont présentés dans la Figure 55.

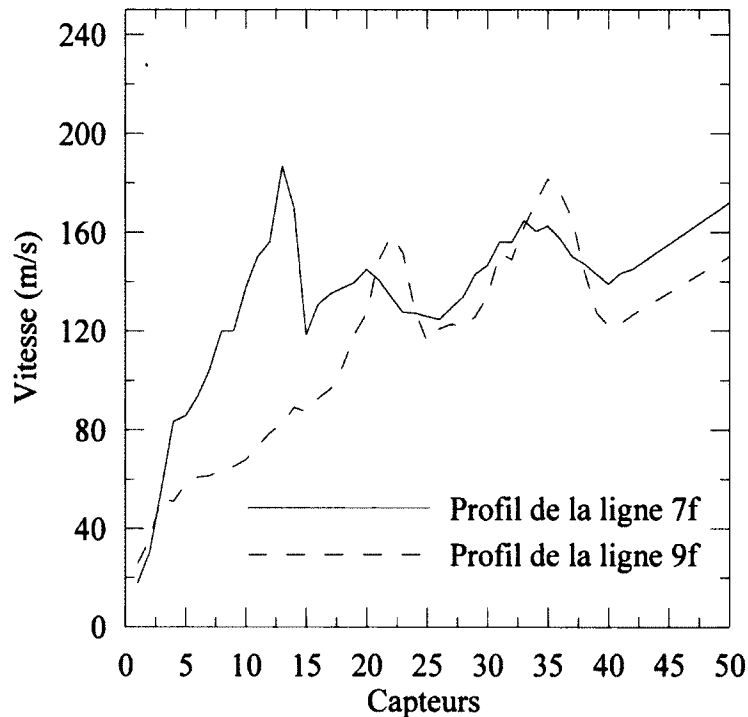


Figure 55 - Analyse de la vitesse de groupe de la structure 5.

Bien que les profils de la vitesse de groupe de la Figure 55 permettent d'estimer de façon grossière l'emplacement de la dalle 5, les différences qui existent entre ces deux profils semblent indiquer que la dalle est endommagée sur une partie de sa surface. Cependant, comme cela fut le cas pour la dalle 2, il est difficile d'établir avec précision quel est l'état exact de la dalle 5.

Les profils de la troisième étape de l'analyse qui consiste à calculer les profils du temps de phase ainsi que de l'énergie y étant associée sont présentés dans la Figure 56.

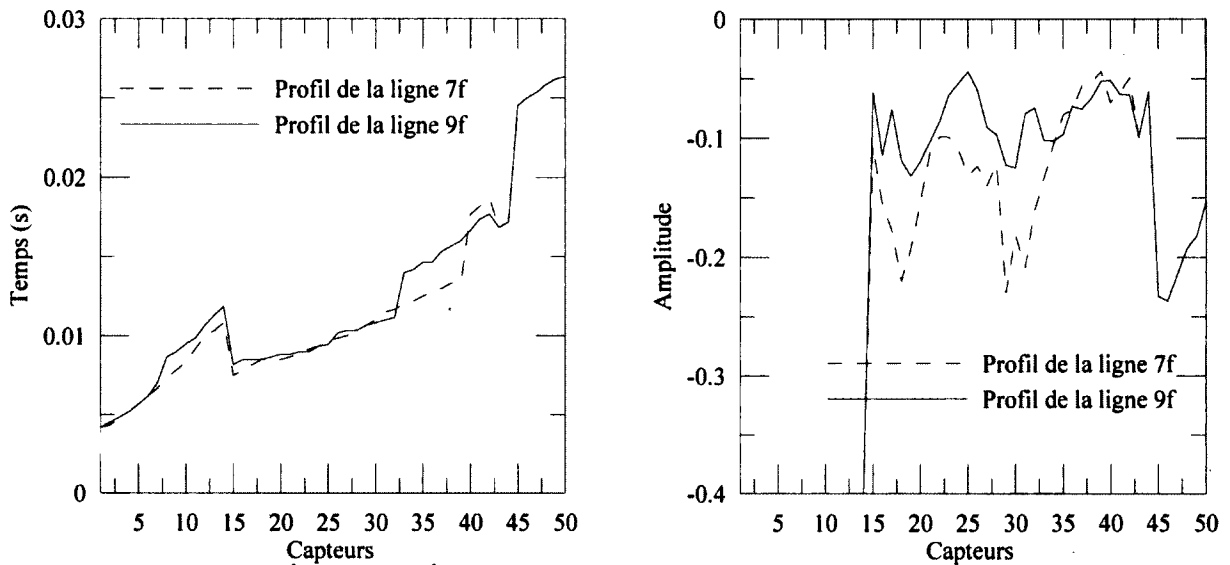


Figure 56 - À gauche: Évolution dans le temps des signaux enregistrés par les accéléromètres de la ligne 7f et 9f. À droite: Évolution de l'énergie des signaux enregistrés aux différents accéléromètres de la ligne 7f et 9f.

Cependant, cette étape de l'analyse n'est pas aussi concluante que les étapes 1 et 2. En effet, il est difficile d'évaluer le positionnement et l'état de la dalle à l'aide de la Figure 56. Aucune conclusion précise ne peut donc être tirée de cette étape puisque les profils montrés dans la Figure 56 ne sont possiblement pas représentatifs de l'état réel de la dalle 5.

Finalement, l'analyse visuelle des signaux recueillis au-dessus de la dalle 5 (Figure 57) permet de constater que ces derniers diffèrent de ceux recueillis au-dessus des dalles 4 et 6. Cette étape de l'analyse, combinée aux étapes 1 et 2, semble confirmer l'hypothèse que la dalle 5 est endommagée sur au moins une partie de sa surface. D'autres lignes de tests seraient cependant requises afin de confirmer cette hypothèse.

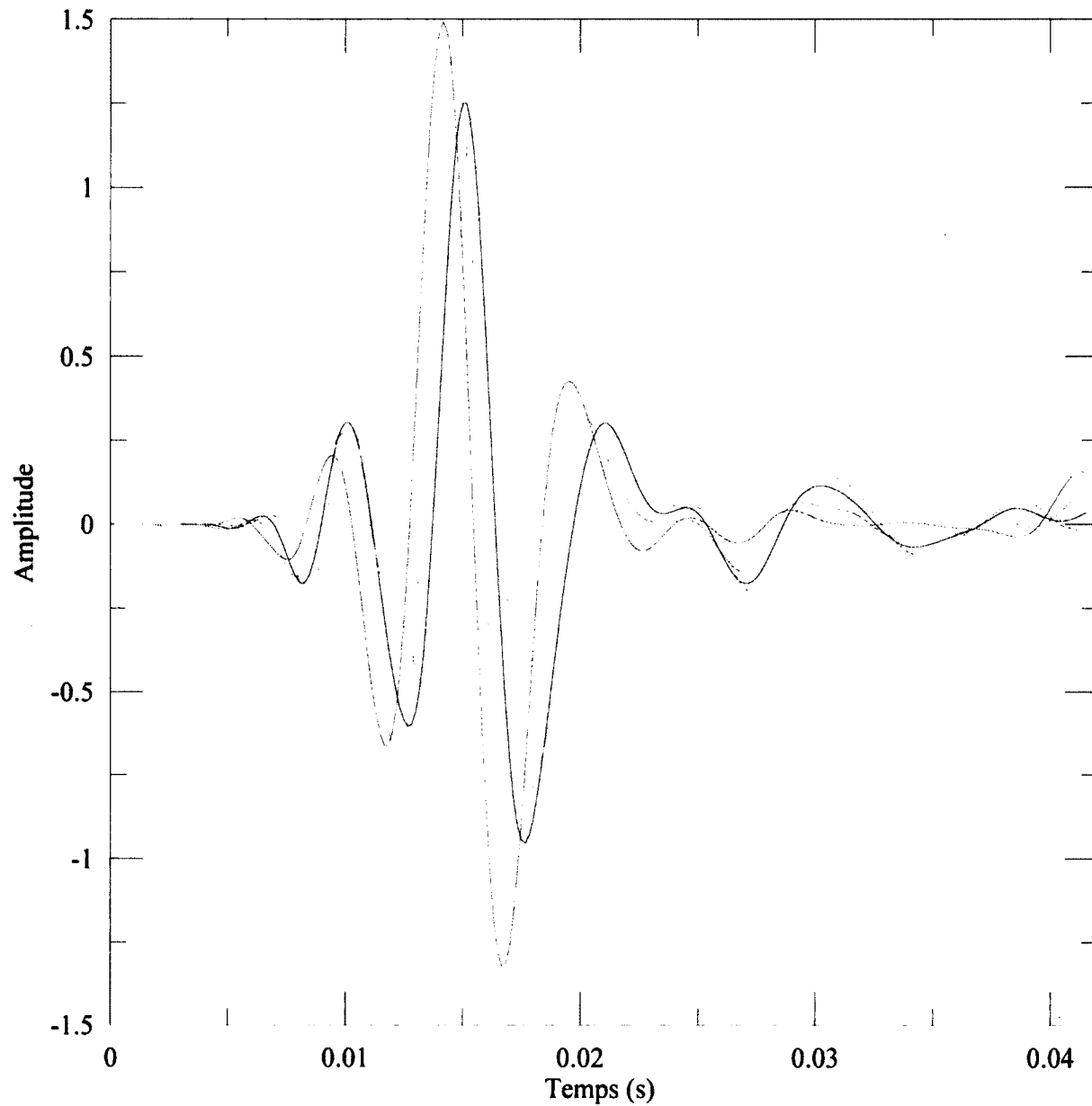


Figure 57 - Analyse visuelle des signaux de la dalle 5 (ligne 7f).

9.6 Tests réalisés avec la source directement sur le pavage

Comme mentionné dans la section 7.2, il est préférable de toujours placer la source d'impact directement en contact avec la surface du sol de façon à optimiser la quantité d'énergie transmise au sol. Afin de vérifier cette hypothèse, deux autres lignes, les lignes 5f et 6p, de tests furent réalisées au-dessus de la dalle 1. La ligne 5f ayant été réalisée avec la source

directement en contact avec le sol et positionnée entre les dalles 1 et 2 et la ligne 6p réalisée avec la source directement sur le pavage (Annexe A). Comme il est possible de constater à l'aide de l'Annexe A, l'emplacement de ces deux nouvelles lignes au-dessus de la dalle 1 (par rapport au trottoir) est le même afin de comparer adéquatement les résultats obtenus à la suite de l'analyse des résultats. La Table 5 présente avec plus de détails la configuration exacte de ces deux lignes.

Quatre nouveaux profils, 2 cartes de contours ainsi que 2 profils de la vitesse de groupe seront donc présentés dans cette section afin de mieux comprendre l'influence du positionnement de la source sur la qualité des signaux enregistrés.

9.6.1 Comparaison de contenu fréquentiel et de la vitesse de groupe

La Figure 58 compare les cartes de contours du contenu fréquentiel (spectres) des 2 lignes (les lignes 5f et 6p) supplémentaires réalisées au-dessus de la dalle 1.

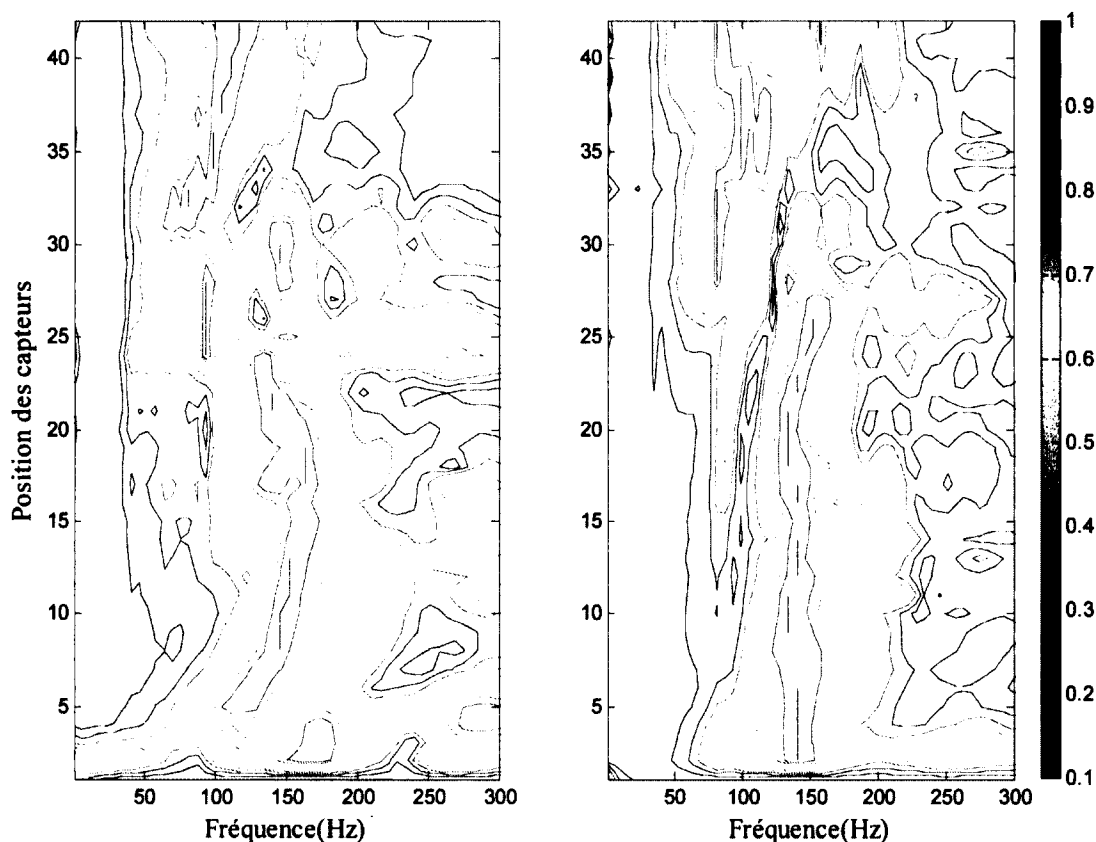


Figure 58 - Comparaison des spectres enregistrés par les accéléromètres des lignes 5f et 6p avec; À gauche la source sur le pavage (ligne 6p) et à droite, la source directement en contact avec le sol (ligne 5).

Selon la Figure 58, la plupart des vibrations enregistrées par les accéléromètres des lignes 5f et 6p se trouvent dans une plage de fréquences variant entre 50 Hz et 205 Hz. À l'aide de la Figure 58, il est aussi possible de remarquer que la présence de la dalle de béton modifie la distribution de l'énergie des ondes élastiques. En effet, il est possible de remarquer une augmentation de l'énergie des hautes fréquences lorsque les ondes élastiques se trouvent entre le pavage et la dalle 1 (sois environ entre les capteurs 6 et 30) et ce pour les 2 profils. Cette augmentation de l'énergie des hautes fréquences est cependant plus importante pour la ligne 5f.

Afin d'illustrer davantage l'impact que peut avoir le positionnement de la source sur la qualité des résultats obtenus, deux autre profils montrant la vitesse de groupe mesurée au-dessus de la structure 1 furent réalisés.

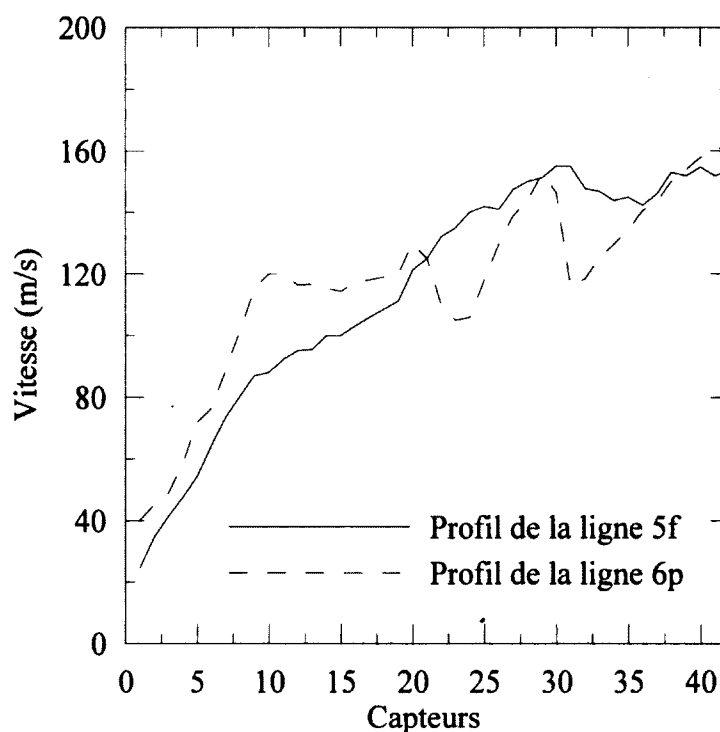


Figure 59 - Comparaison de la vitesse de groupe pour la dalle 1 lorsque la source est en contact avec le pavage.

La Figure 59 contient donc un profil ayant été obtenu à la suite d'un impact directement sur le sol (ligne 5f) ainsi que celui obtenu lors d'un essai réalisé avec la source directement en contact avec le pavage (ligne 6p). Bien que les deux profils permettent de détecter la présence d'une structure de béton entre les capteurs 6 et 29, le profil de la ligne 6p n'est pas aussi régulier que celui de la ligne 5f.

Selon les 4 profils obtenus lors de cette section, il s'avère donc exact qu'il est plus difficile de caractériser une structure de béton souterraine lorsque la source dynamique se trouve en contact direct le pavage.

CHAPITRE 10

CONCLUSIONS

Les travaux de recherches réalisés lors de cette maîtrise ont permis de démontrer le potentiel de la méthode d'inspection proposée. Ces travaux peuvent être divisés en deux étapes majeures ainsi que d'une troisième étape qui nécessiterait, cependant, davantage de recherche afin d'en arriver à des conclusions significatives.

La première étape des travaux de recherches fut donc réalisée à l'aide de simulations numériques permettant de simuler la propagation d'ondes sismiques élastiques dans un milieu contenant une structure en béton enfouie. Ces simulations ont notamment permis de montrer comment la propagation de ces ondes dans le sol est influencée par la présence d'une structure en béton. Cela a par la suite permis d'établir les bases de la méthode d'inspection proposée.

La deuxième étape de ce projet consistait à réaliser des essais sur des structures réelles construites spécifiquement pour ce projet de recherche. Ces essais ont permis de montrer que le protocole d'inspection élaboré à la suite lors de cette maîtrise permet de détecter la présence d'une structure souterraine et d'examiner son état extérieur.

La troisième étape visait à vérifier l'influence que peut avoir la modification du positionnement de la source d'impact sur la qualité des signaux enregistrés par les

accéléromètres. Cette modification consiste à placer la source directement en contact avec le pavage plutôt qu'à l'extérieur de celui-ci (bien que cette dernière configuration soit considérée comme préférable puisque davantage d'énergie peut être transférée directement au sol). À la suite de nouveaux essais sur le site expérimental de l'IREQ, bien qu'il fût montré que le fait de placer la source sur le pavage affecte la qualité des signaux enregistrés, il est tout de même possible d'établir le positionnement d'une structure souterraine de cette façon. Il est cependant trop tôt pour affirmer si cette configuration pourra éventuellement permettre d'établir de façon efficace la condition d'une structure de béton souterraine.

À l'aide des analyses réalisées sur les dalles 1 à 6, il est possible d'établir les conclusions suivantes quant au positionnement et à l'état de ces dalles de béton :

Positionnement :

- L'analyse des signaux enregistrés lors des essais sur le terrain a permis de localiser chacune des structures de béton enfouies dans le sol. En effet, bien qu'il soit plus difficile de localiser les dalles 2 et 5 dus à la distance qui les séparent de la source, il est possible d'affirmer que la méthode proposée est en mesure de localiser des structures de béton enfouies dans le sol et recouvertes à la surface par un pavage.

État :

- Une fois le positionnement des structures de béton connu, il est aussi possible de caractériser la surface des dalles formant la partie supérieure de la structure. Ainsi, il est possible d'affirmer que les dalles de béton 1 et 4 sont intactes tandis que les dalles 3 et 6 sont endommagées.
- Les profils obtenus à l'aide des lignes effectuées au-dessus des dalles 3 et 6 semblent aussi montrer que ces dernières sont probablement endommagées sur la majorité de leur surface (ou du moins le long de ces profils).
- Pour ce qui est des dalles 2 et 5, il est plus difficile d'établir des conclusions quant à leur état. Cependant, il semble probable que ces deux dalles soient endommagées par

endroit. D'autres lignes d'essais seraient donc nécessaires afin de confirmer cette hypothèse.

VÉRIFICATION :

Les conclusions quant aux positionnements et à l'état des dalles de béton furent présentées à Hydro-Québec afin que ces derniers puissent en vérifier l'exactitude. À la suite des vérifications, Hydro-Québec a confirmé les éléments suivants:

- Les conclusions qu'en aux positionnements des dalles de béton sont adéquates. Cela montre donc que la méthode proposée est donc en mesure de localiser une dalle de béton souterraine.
- Les dalles de béton 1 et 4 sont effectivement intactes comme le montre la méthode proposée.
- Les dalles de béton 3 et 6 sont effectivement endommagées sur toute leur surface comme le montre la méthode proposée.
- Les dalles 2 et 5 sont effectivement endommagées sur une partie de leur surface. Cependant, bien que les résultats obtenus jusqu'à maintenant à l'aide de la méthode proposée permettent de déceler qu'il existe des anomalies à la surface de ces 2 dalles, elle ne permet pas d'établir avec précision la localisation de ces anomalies.

Bien que la méthode proposée ne soit jusqu'à présent qu'à un stade de développement expérimental, les résultats des essais effectués sur les structures du site expérimental de l'IREQ démontrent que cette méthode a le potentiel d'offrir une méthode d'inspection complémentaire et même dans certains cas une alternative aux méthodes d'inspections actuelles. En effet, il a été montré lors de ce projet de recherche que la propagation des ondes sismiques élastiques dans un profil souterrain contenant une dalle de béton est grandement affectée par la présence de cette dernière et que ce phénomène peut être utilisé afin d'évaluer l'état de dégradation de la dalle.

Une difficulté importante qui s'ajoute souvent lors de la réalisation d'essais sur le terrain par rapport aux simulations numériques, est la présence continue de bruits venant affecter la qualité des signaux enregistrés. En effet, les essais réalisés sur le site de l'IREQ ont permis de montrer que la présence de bruits en milieu urbain affecte grandement la qualité des signaux enregistrés. Bien qu'il est possible d'éliminer une partie de ces bruits lors de l'analyse des résultats, il semble peu probable que les méthodes d'inspections sismiques traditionnelles comme la réfraction et la réflexion sismiques pourront être utilisées efficacement dans un environnement urbain. Cela est dû à la faible intensité de ces ondes par rapport aux bruits enregistrés par les accéléromètres. Il est cependant plus facile d'identifier et d'utiliser les ondes de Rayleigh afin de caractériser une structure souterraine en milieu urbain. Cela confère donc un avantage important à la méthode proposée puisque cette dernière est basée sur l'étude de la propagation des ondes de Rayleigh.

Les avantages de la méthode d'inspection proposée dans ce mémoire par rapport aux méthodes d'inspections traditionnelles sont nombreux :

- Premièrement, les essais sur le terrain ne requièrent aucune excavation. Il n'est donc pas nécessaire d'avoir recours à de la machinerie lourde afin d'excaver le pavage et le sol afin d'avoir accès à la dalle de béton.
- Deuxièmement, il n'est pas nécessaire d'avoir un accès direct à la structure afin par exemple d'effectuer des forages diminuant ainsi les risques de blessures reliés aux dangers que peut comporter le forage d'une carotte de béton depuis l'intérieur d'un puits d'accès.
- Finalement, puisque la durée des essais sur une structure existante est très courte (entre 2 et 4 heures), les impacts de ces essais sur la communauté urbaine sont minimes.

Certaines questions demeurent cependant sans réponses et davantage de recherches seraient requises afin d'y répondre :

- Davantage de recherches seraient bénéfiques afin de perfectionner la méthode proposée et d'augmenter sa précision. Cela permettrait en outre de non seulement confirmer si

une dalle est endommagée ou pas (comme il est présentement possible de faire) mais aussi de formuler une hypothèse qu'en à l'avancement de l'état de dégradation de la surface de cette dalle.

- La méthode proposée dans ce rapport permet d'estimer de façon rapide et efficace l'état d'une dalle de béton souterraine recouverte d'une couche de sol et d'un pavage. Cependant, cette méthode est pour l'instant davantage qualitative que quantitative. Ainsi, l'utilisation de la méthode MMASW pour les dalles ayant été identifiées comme potentiellement endommagées par la méthode proposée permettrait d'ajouter une analyse quantitative à l'analyse qualitative obtenue à l'aide de la méthode proposée.
- Aussi, il serait intéressant d'effectuer davantage de recherches afin de vérifier s'il est possible d'obtenir des signaux permettant de caractériser une structure souterraine lorsque la source est placée directement en contact avec le pavage.

Finalement, dans le but de développer une méthode d'inspection permettant de connaître avec précision l'état des puits d'accès d'Hydro-Québec, il serait bénéfique d'effectuer davantage d'essais sur différents puits d'accès intacts et endommagés. Cela permettrait d'établir un parallèle clair entre les signaux obtenus lors des essais et l'état exact de ces structures. Un programme d'essais plus large ou il serait possible de valider les résultats obtenus à l'aide de la méthode proposée avec ceux obtenus à l'aide des méthodes d'inspections actuellement utilisées pour évaluer l'intégrité des puits d'accès d'Hydro-Québec permettraient donc de grandement améliorer l'efficacité de la méthode proposée. En effet, il est possible de penser que davantage d'informations pourraient être extraites des signaux enregistrés sur le terrain et que davantage de recherche permettra de tirer le maximum d'information de ces relevés dynamiques.

ANNEXE A

CONFIGURATION DES LIGNES AU SITE EXPÉRIMENTAL

Table 5 - Configuration des lignes de tests réalisées à l'IREQ (la présence de la lettre f signifie que le positionnement de la source nécessita un forage tandis que la présence de la lettre p signifie que la source se trouve directement sur le pavage).

	Fréquence d'échantillonnage (Hz)	Distance source/ capteur (m)	Distance source/ déclencheur (m)	Distance entre chaque géophone (m)	Longueur totale de la ligne (m)	Distance ligne/ trottoir (m)
Ligne 1	6000	1.0	0.4	0.1	10.7	0.65
Ligne 2	6000	1.0	0.4	0.1	10.7	0.05
Ligne 3 (f)	6000	0.2	0.1	0.1	4.4	0.8
Ligne 4 (f)	6000	0.2	0.1	0.1	4.4	0.8
Ligne 5 (f)	6000	0.4	0.2	0.1	5.9	0.8
Ligne 6 (p)	6000	0.4	0.2	0.1	5.9	0.8
Ligne 7f	6000	0.2	0.1	0.1	4.1	0.8
Ligne 9f	6000	0.2	0.1	0.1	4.1	0.8
Ligne 19	6000	0.5	0.4	0.1	4.6	0.05
Ligne 20	6000	0.5	0.4	0.1	4.6	0.65
Ligne 9	6000	1.5	0.4	0.1	9.9	0.05
Ligne 10	6000	1.5	0.4	0.1	9.9	0.70
Ligne 17	6000	0.5	0.2	0.1	4.6	0.05
Ligne 18	6000	0.5	0.2	0.1	4.6	0.65

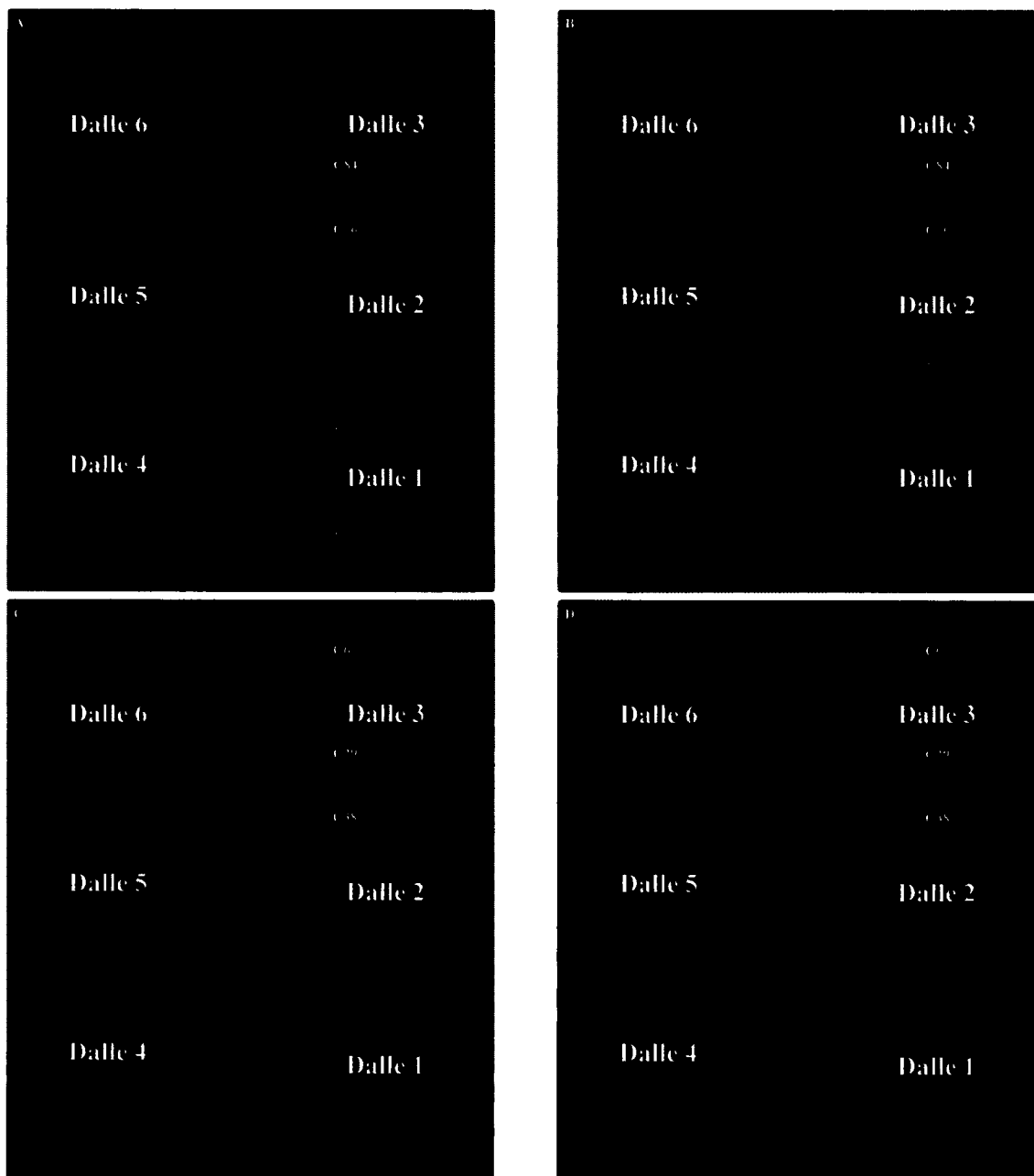
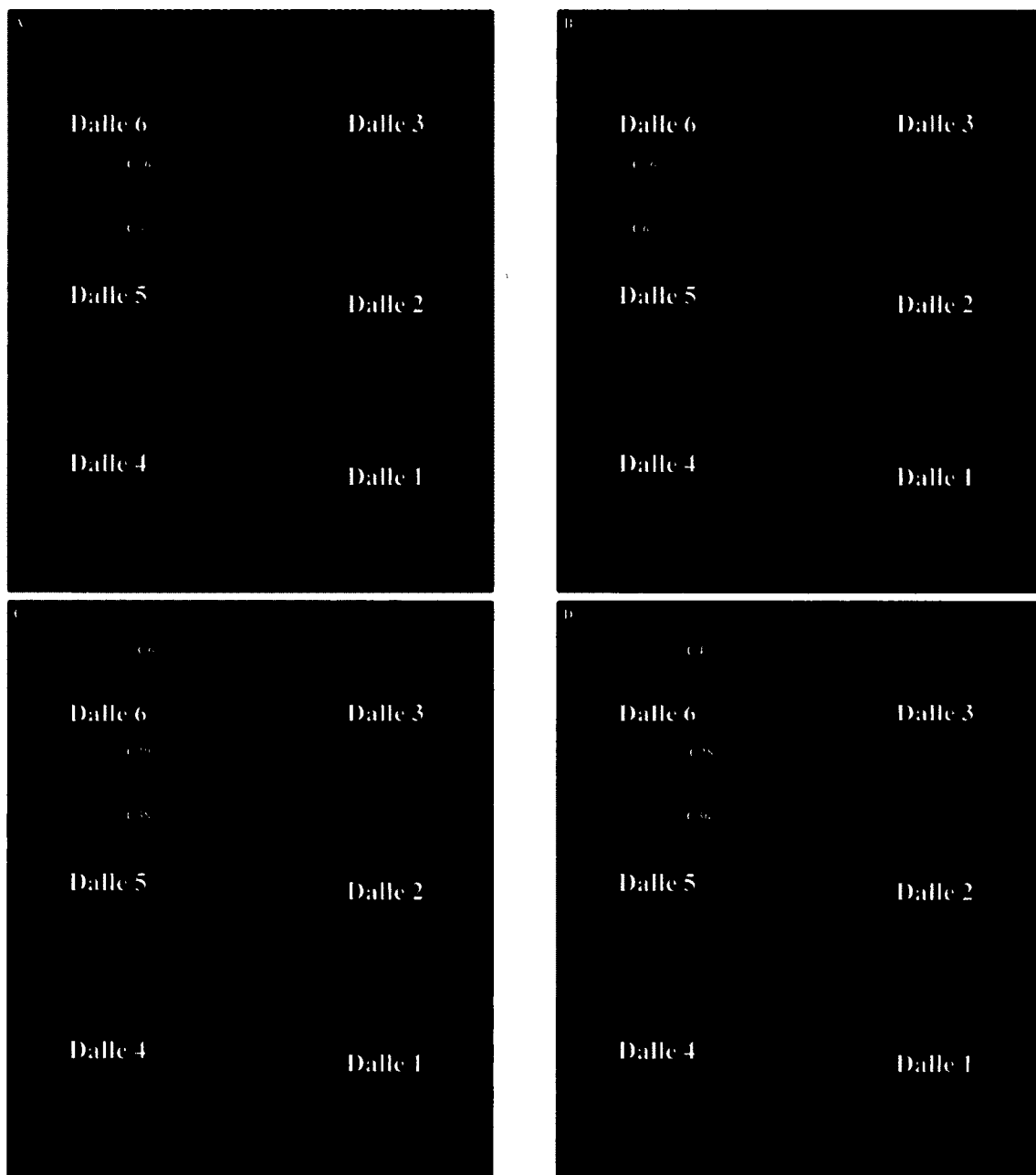


Figure 60 - Positionnement des lignes 1(B), 2(A), 19(C) et 20(D). Les cercles rouges indiquent la position des capteurs.



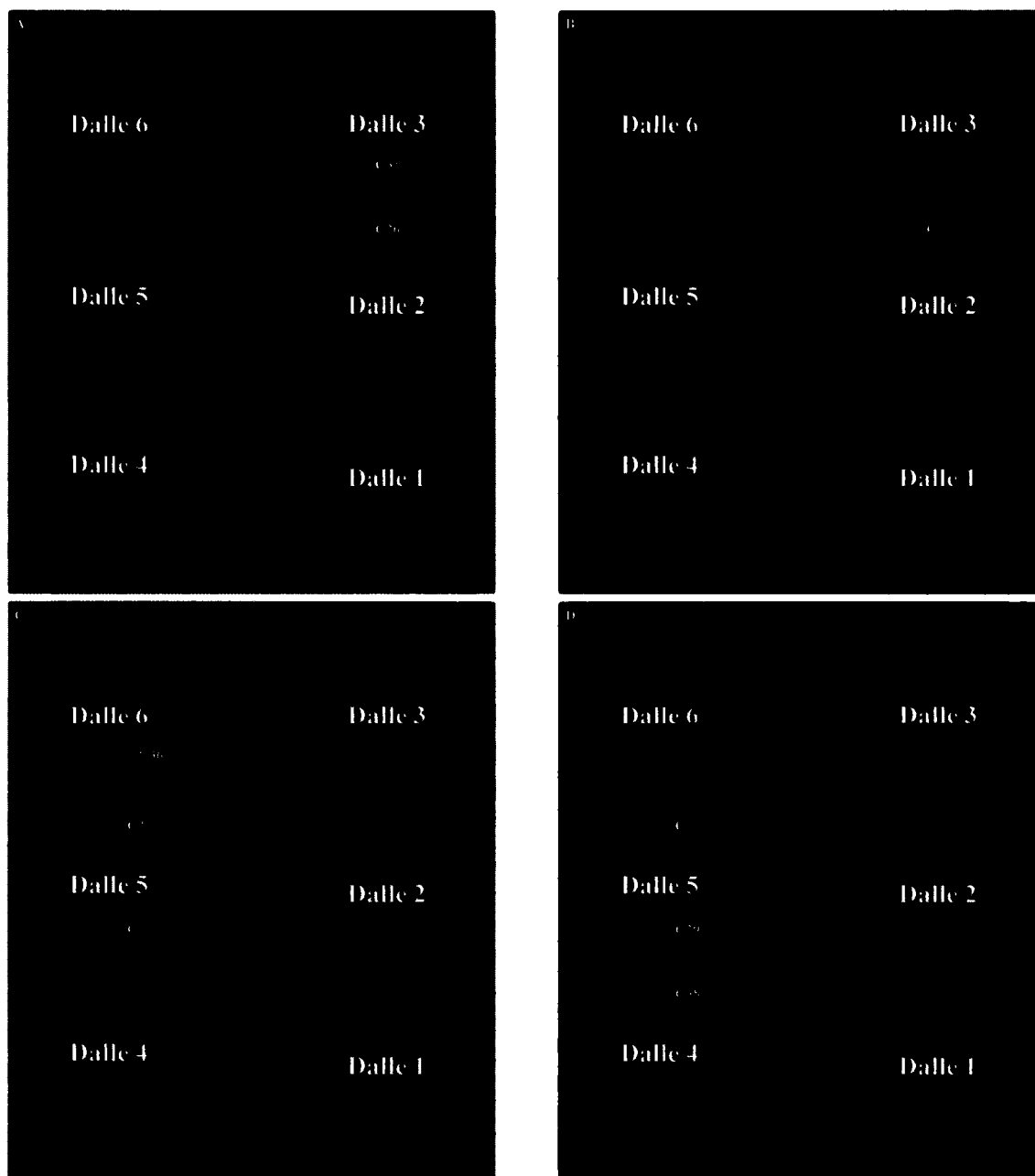


Figure 62 - Position des lignes 3f (A), 4f (B), 7f (C), 9f (D). Les cercles rouges indiquent la position des capteurs.

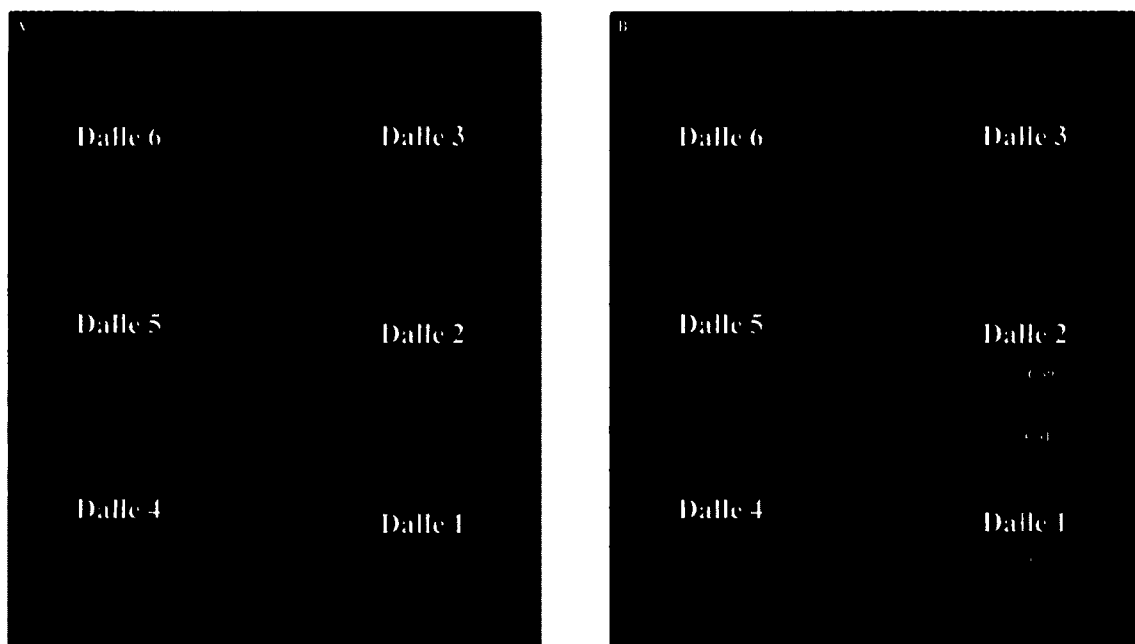


Figure 63 - Position des lignes 5f (A) et 6p (B). Les cercles rouges indiquent la position des capteurs.

ANNEXE B

TRAITEMENT DES SIGNAUX

Cette Annexe renferme davantage de détails sur la transformée de Fourier discrète (FFT- *Fast Fourier Transform*). Cette transformée est importante puisqu'elle permet de faire passer les signaux recueillis sur le terrain du domaine temporel au domaine fréquentiel. Cette annexe expliquera donc les valeurs de Δf et Δt retrouvées dans les figures des chapitres 8 et 9.

Premièrement, la Figure 64, illustre un signal recueilli par l'un des accéléromètres dans le domaine temporel. Le signal de la Figure 64, représenté par le trait plein, est en réalité composé de multiples échantillons, représentés par des cercles, enregistrés à un intervalle de Δt .

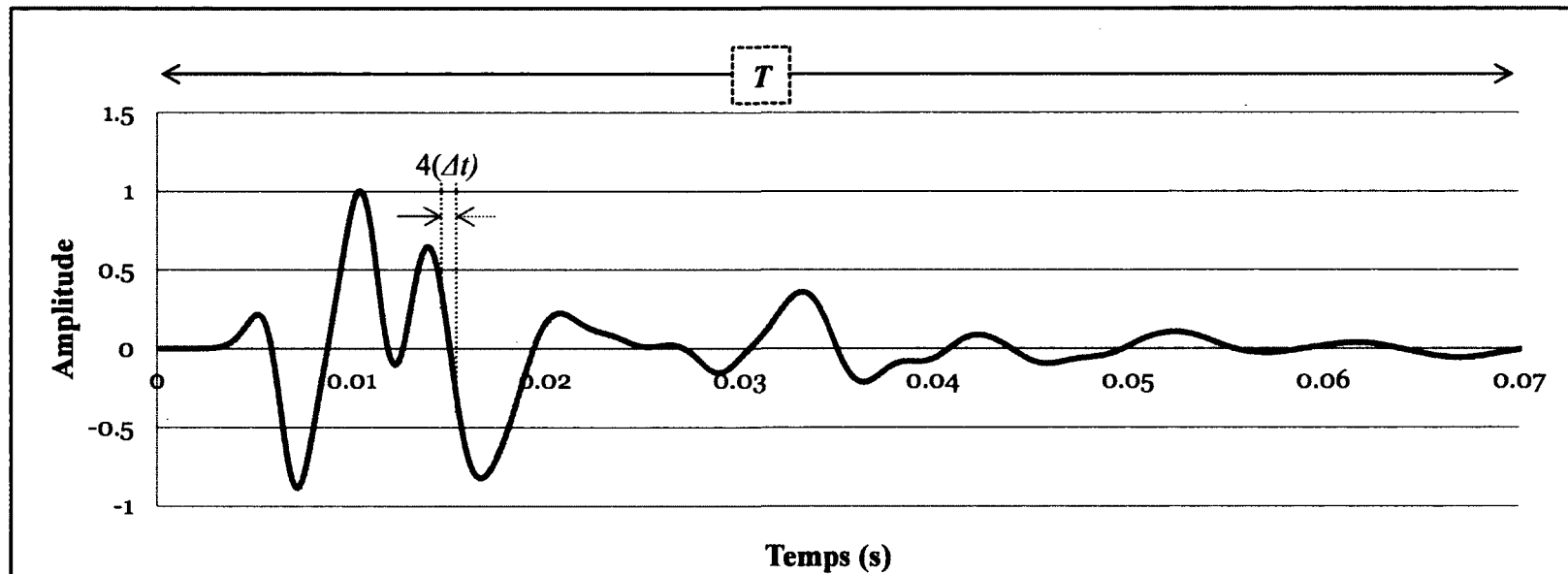


Figure 64 - Théorème de l'échantillonnage. Paramètres importants pour de la transformée rapide de Fourier (FFT).

La Figure 64, illustre aussi les paramètres qui viendront jouer un rôle important lors de la transformée rapide de Fourier. Ainsi, lors des essais sur le site de l'IREQ, les paramètres suivants furent utilisés :

- $N = 1024$: Nombre de points pour le calcul de la FFT. Ce nombre doit être une puissance de 2. La Figure 64 comprend donc 1024 points rouges.
- $\Delta t = 0.00017$: Période d'échantillonnage. Part manque d'espace, la Figure 64 montre un espacement correspondant à 4 Δt (seconde).
- $T = N \Delta t = 0.174$: Temps d'enregistrement total pour chaque géophone (seconde).
- $f_e = 1 / \Delta t = 6000$: Fréquence d'échantillonnage (Hz).
- $\Delta f = 1 / T = 5.85$ = Espacement entre les valeurs de fréquences fournies par la FFT.
- $f_n = f_e / 2 = 3000$: Fréquence de Nyquist correspondant à la fréquence minimale fournie par la FFT (Hz).

De tous ces paramètres, les 2 plus importants à prendre en considération lors des tests sur un site d'essais sont la fréquence d'échantillonnage (f_e ou Δt) et le nombre de points (N). Ces 2 paramètres permettront en effet d'obtenir la résolution fréquentielle désirée. Par exemple, pour une même fréquence d'échantillonnage (f_e ou Δt), l'enregistrement d'un plus grand nombre de points permettrait d'augmenter la période d'enregistrement (T) et ainsi obtenir une meilleure résolution fréquentielle (Δf).

La FFT s'effectue donc de la manière suivante :

$$X(f_k) = \sum_{n=0}^{N-1} x(t_n) e^{-j \frac{2\pi k n}{N}} \quad (\text{B.1})$$

Où :

$X(f_k)$ = Composante fréquentielle

N = Nombre de points pour le calcul de la FFT. Ce nombre doit être une puissance de 2.

$x(t_n)$ = Valeurs échantillonnées lors des essais.

n, k = Nombre entier 0, 1, 2, 3, ...

RÉFÉRENCES

- Ahmad, S. (2003). Reinforcement corrosion in concrete structures, its monitoring and service life prediction—a review. *Cement and Concrete Composites*, volume 25, numéro 4-5, p. 459-471.
- Alonso, C. Andrade, C. Castellote, M. et Castro, P. (2000). Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar. *Cement and Concrete Research*, volume 30, numéro 7, p. 1047-1055.
- Barnett, S.J. Macphree, D.E. Crammond, N.J. Solid solutions between thaumasite and ettringite and their role in sulfate attack. *Concrete Sci Eng*, volume 3, p. 209–215.
- Baron, J. Ollivier, J.P. (1992). *La durabilité des bétons*, 1^{ière} édition. Presses des Ponts et Chaussées, Paris, France, 453 p.
- Bernstein, R. Oristaglio, M. Miller, D.E. Haldorsen, J. (2000) Imaging radar maps underground objects. *Computer Applications in Power: IEEE*, volume 13 , numéro 3, p. 20–24.
- Bharat, B.P. (2004) *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1^{ière} édition, Inst. Mining and Metallurgy, London, UK, 566 p.
- Birgören, G. Özel, O. Siyahi, B. (2009) Bedrock depth mapping of the coast south of Istanbul: comparison of analytical and experimental analyses. *Turk J Eart Sci*, volume 18, p.1–15.
- Cara, F. Cultrera, G. Azzara, R.M. De Rubeis, V. Di Giulio, G. Giammarinaro, M.S. Tosi, P. Vallone, P. Rovelli, A. (2008) Microtremor measurements in the city of Palermo, Italy: analysis of the correlation between local geology and damage. *Bull Seismol Soc Am* volume 98 numéro 3 p. 1354–1372.
- Costello, S.B. Chapman, D.N. Rogers, C.D.F. Metje, N. (2007). Underground asset location and condition assessment technologies. *Tunnelling and Underground Space Technology*, volume 22, p. 524–542.
- Croteau, M. (octobre 2010). *La presse*.
<http://lapresseaffaires.cyberpresse.ca/economie/commerce-de-detail/201010/27/01-4336481-laide-aux-marchands-de-lavenue-du-parc-se-fait-attendre.php> (page consultée le 25 mars 2011)
- Daniels, D.J. (2004). *Ground Penetrating Radar*, 2^e edition, The Institution of Electrical Engineers, London, UK, 456 p.

- Davis, J.L. et Annan, P. (1989). Ground-penetrating radar for high-resolution mapping of soil and rock stratigraphy. *Geophysical Prospecting*, volume 37, p. 531-551.
- Delgado, J., Lopez Casado, C., Giner, J., Estevez, A., Cuenca, A. et Molina, S. (2000). Microtremors as a geophysical exploration tool: Applications and limitations. *Pure and Applied Geophysics*, volume 157, numéro 9, p. 1445-1462.
- Foti, S. Parolai, S. Albarello, D. Picozzi, M. (2011). Application of Surface-Wave Methods for Seismic Site Characterization, *Survey Geophysical* volume 21, p. 777-825.
- Faure, R. M. et Karray, M. (2007). Investigation of the concrete lining after the Mont Blanc tunnel fire. *Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)*, volume 17, numéro 2, p. 123-132.
- Garotta, R. (2000). Shear Waves from Acquisition to Interpretation, *Distinguished Instructor Series*, volume 3. SEG, Tulsa.p. 450-462
- Glasser, F. P., Marchand, J. et Samson, E. (2008). Durability of concrete - Degradation phenomena involving detrimental chemical reactions. *Cement and Concrete Research*, volume 38, numéro 2, p. 226-246.
- Grandjean, G., Gourry, J. C. et Bitri, A. (2000). Evaluation of GPR techniques for civil-engineering applications: Study on a test site. *Journal of Applied Geophysics*, volume 45, numéro 3, p. 141-156.
- Griffiths, D. H. and King, R. F. (1988) *Applied Geophysics for Geologists and Engineers*, 2nd edn. Pergamon Press, Oxford, UK, 572 p.
- Ghose, R. Brouwer, J. and Nijhof, V. (1996). A portable S-wave vibrator for high-resolution imaging of the shallow Subsurface, Exp. abstr. of the 58th EAGE Conference, M037.
- Hack, R. (2000). Geophysics for slope stability. *Surveys in Geophysics*, volume 21, numéro 4, p. 423-448.
- Hassani P., Momayez M. (2004) *Conception d'un nouvel appareil d'auscultation des couches de béton projeté sur les parois des galeries de mines souterraine*(R-389). IRSST, Montréal, Canada, 83 p.
- Hata, N., Masuda, J., Takatsuka, T. (1997). Deep ground-penetrating radar technology for surveying buried objects. *Proceedings of the 15th International Conference No-Di*, Taipei, Taiwan, p. 8.1.1-8.1.9.
- Haven, J. Frank, Z. Russell, A. Dingus, M. (2001). *Non-destructive Examination of Pipes*, American Water Works Association Research Foundation, USA.

- Helbig, K. et Mesdag, C. S. (1982). The potential of shear-wave observations. *Geophysical Prospecting*, volume 30, numéro 4, p. 413-431.
- Ibs von Seht, M. Wohlenberg, R. (1999). Microtremor measurements used to map thickness of soft soil sediments. *Bull Seismol Soc Am*, p. 250-259.
- Karray M. (1999) *Utilisation de l'analyse modale des ondes de Rayleigh comme outil d'investigation géotechnique in-situ*, Thèse de doctorat en génie civil, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke (Québec), Canada, 275p.
- Karray, M. et Lefebvre, G. (2000). Identification and isolation of multiple modes in Rayleigh waves testing methods. Dans *Sessions of Geo-Denver 2000 - Use of Geophysical Methods in Construction, GSP 108, August 5, 2000 - August 8*, volume 296. American Society of Civil Engineers, Denver, CO, United states, p. 80-94.
- Karray, M. et Lefebvre, G. (2008). Significance and evaluation of Poisson's ratio in Rayleigh wave testing. *Canadian Geotechnical Journal*, volume 45, numéro 5, p. 624-635.
- Karray, M., Lefebvre, G., Ethier, Y. et Bigras, A. (2010). Assessment of deep compaction of the peribonka dam foundation using "modal analysis of surface waves" (MASW). *Canadian Geotechnical Journal*, volume 47, numéro 3, p. 312-326.
- Karray, M. et Lefebvre, G. (2009). Detection of cavities beneath pavements by modal analysis of surface waves (Rayleigh waves) (MASW). *Canadian Geotechnical Journal*, volume 46, numéro 4, p. 424-437.
- Keydar, S., Pelman, D. et Ezersky, M. (2010). Application of seismic diffraction imaging for detecting near-surface inhomogeneities in the Dead Sea area. *Journal of Applied Geophysics*, volume 71, numéro 2-3, p. 47-52.
- Krawczyk, C. M., Polom, U., Trabs, S. et Dahm, T. (2012). Sinkholes in the city of Hamburg- New urban shear-wave reflection seismic system enables high-resolution imaging of subsrosion structures. *Journal of Applied Geophysics*, volume 78, p. 133-143.
- Kühn, D., Ohrnberger, M. et Dahm, T. (2011). Imaging a shallow salt diapir using ambient seismic vibrations beneath the densely built-up city area of Hamburg, Northern Germany. *Journal of Seismology*, volume 15, numéro 3, p. 507-531.
- Lanka, M., Butler, A. et Sterling, R. (2001). Use of approximate reasoning techniques for locating underground utilities. *Tunnelling and Underground Space Technology*, volume 16, numéro SUPPL.1, p. S13-S31.
- Lankston R.W. (1990), High Resolution Refraction Data Acquisition and Interpretation, *Geo-Compu-Graph*, volume XXX, p. XXX

- Lin, C.P. Chang, T.S. Cheng, M.H. (2003). Shear-wave velocities from multistation analysis of surface wave. *Proceedings of the Third International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials*, Lyon, France; p. 1335–43.
- Lin, C. -, Chang, C. -. et Chang, T. -. (2004). The use of MASW method in the assessment of soil liquefaction potential., *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, volume 24, numéro 9-10, p. 689-698.
- Liu, Y. et Weyers, R. E. (1998). Modeling the time-to-corrosion cracking in chloride contaminated reinforced concrete structures. *ACI Materials Journal*, volume 95, numéro 6, p. 675-681.
- Maltais, Y., Samson, E. et Marchand, J. (2004). Predicting the durability of Portland cement systems in aggressive environments—Laboratory validation. *Cement and Concrete Research*, volume 34, numéro 9, p. 1579-1589.
- McCann, D. M. et Forde, M. C. (2001). Review of NDT methods in the assessment of concrete and masonry structures. *NDT and E International*, volume 34, numéro 2, p. 71-84.
- Metje, N., Atkins, P. R., Brennan, M. J., Chapman, D. N., Lim, H. M., Machell, J., Muggleton, J. M., Pennock, S., Ratcliffe, J., Redfern, M., Rogers, C. D. F., Saul, A. J., Shan, Q., Swinger, S. et Thomas, A. M. (2007). Mapping the Underworld - State-of-the-art review. *Tunnelling and Underground Space Technology*, volume 22, numéro 5-6, p. 568-586.
- Min, D. -. et Kim, H. -. (2006). Feasibility of the surface-wave method for the assessment of physical properties of a dam using numerical analysis. *Journal of Applied Geophysics*, volume 59, numéro 3, p. 236-243.
- Monteiro, P. J. M. et Kurtis, K. E. (2003). Time to failure for concrete exposed to severe sulfate attack. *Cement and Concrete Research*, volume 33, numéro 7, p. 987-993.
- Muggleton, J. M. et Brennan, M. J. (2004). Leak noise propagation and attenuation in submerged plastic water pipes. *Journal of Sound and Vibration*, volume 278, numéro 3, p. 527-537.
- Panou, A. A., Theodulidis, N. P., Hatzidimitriou, P. M., Savvaidis, A. S. et Papazachos, C. B. (2005). Reliability of ambient noise horizontal-to-vertical spectral ratio in urban environments: The case of Thessaloniki City (Northern Greece). *Pure and Applied Geophysics*, volume 162, numéro 5, p. 891-912.
- Park, C.B., Miller, R.D. et Xia, J. (1999). Multichannel analysis of surface waves. *Geophysics*, volume 64, numéro 3, p. 800-808.

- Parolai, S., Bormann, P. et Milkereit, C. (2002). New relationships between Vs, thickness of sediments, and resonance frequency calculated by the H/V ratio of seismic noise for the cologne area (Germany). *Bulletin of the Seismological Society of America*, volume 92, numéro 6, p. 2521-2527.
- Picozzi, M., Strollo, A., Parolai, S., Durukal, E., Özel, O., Karabulut, S., Zschau, J. et Erdik, M. (2009). Site characterization by seismic noise in Istanbul, Turkey. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, volume 29, numéro 3, p. 469-482.
- Roger, C.D.F. Chapman, D.N., Entwisle, D. Jones, L., Kessler, H., Metje, N., Mica, L., Morey, M., Pospisil, P., Price, S., Raclauský, J., Scott, H., Thomas, A.M. (2007) Predictive Mapping of Soil Geophysical Properties for GPR Utility Location Surveys, In Procs. 5th International Workshop on Advanced Ground Penetrating Radar, Granada, Spain, p. 27-29.
- Romer, M. Holzer, L. et Pfiffner, M. (2003). Swiss tunnel structures: concrete damage by formation of thaumasite. *Cement and Concrete Composites*, volume 25, numéro 8, p. 1111-1117
- Shi, C., Wang, D. et Behnood, A. (2012). Review of thaumasite sulfate attack on cement mortar and concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, volume 24, numéro 12, p. 1450-1460.
- Steeple, D. W. and Miller, R. D., (1990), *Seismic-reflection methods applied to engineering, environmental, and ground-water problems*, in Ward, S., Ed., Review and tutorial: Investigations in geophysics 5, Soc. Expl. Geophys., 1–30.
- Telford, W.M. Geldart, L.P. Sheriff, R.E. et Keys, D.A. (1976). *Applied geophysics*, 1^{ière} édition, Cambridge University Press, 576 p.
- Tseng, K. K. (2002). Health monitoring of concrete structures subjected to environmental attacks. Dans *Smart Structures and Materials 2002: Smart Systems for Bridges, Structures, and Highways*, volume 4696. SPIE-Int. Soc. Opt. Eng, USA, p. 168-75.
- Tuutti, K. (1982) *Corrosion of steel in concrete*, (CBI Research Report no. 4.82). Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, Sweden, 105 p.
- Vickridge, I.G., Leontidis, D. (1997). Sewer surveys. *Sewers – Rehabilitation and Construction Repair and Renovation*, volume 1, p. 84–102.
- Wirahadikusumah, R., Abraham, D. M., Iseley, T. et Prasanth, R. K. (1998). Assessment technologies for sewer system rehabilitation. *Automation in Construction*, volume 7, numéro 4, p. 259-270.

- Wyllie C.D. et Mah, C.W. (2004). *Rock Slope Engineering*, 4^{ième} édition, Inst. Mining and Metallurgy, London, UK, 675 p.
- Yokozeki, K. Watanabe, K. Furusawa, Y. Daimon, M. Otsuki, N. et Hisada, M. (2002). Analysis of old structures and numerical model for degradation of concrete by calcium ion leaching. *Concrete Library International*, volume 40, p. 209–226.
- Young, G., Hanson, D., Sjostrom, K., Jones, R. et Clark, J. (2009). *Multi-sensor utility mapping in all soils and conditions*, 1484 p.